

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

MECANISMOS DE RESISTENCIA Y DEFORMACIÓN A
CORTANTE DE TRABES ACARTELADAS DE
CONCRETO REFORZADO SUJETAS ANTE CARGAS
CÍCLICAS

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

P R E S E N T A
ALEJANDRO GRANDE VEGA

DIRECTORES DE TESIS:
DR. ARTURO TENA COLUNGA

MÉXICO, D. F. JULIO DE 2009

A Mis Padres

Francisco Javier Grande Estrada
María Ines Vega Gudiño

A mis Hermanos

Olivia, Norma Angélica y Francisco

A mis Hijos

Xavier Alejandro y Alen Amiel

AGRADECIMIENTOS

El autor agradece a las siguientes instituciones y personas, su colaboración en el desarrollo satisfactorio de este proyecto.

A la Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, en especial al Departamento de Materiales y al Laboratorio de Estructuras por su patrocinio parcial y por facilitar sus instalaciones que permitieron desarrollar este trabajo.

Al CONACYT, por haber otorgado una beca durante el estudio de la Maestría en Ingeniería Estructural.

Al Dr. Danny Espinoza Arroyo y al Ing. Francisco García Jarque por su valiosa colaboración en la revisión de esta tesis.

Se hace un reconocimiento especial al Dr. Arturo Tena Colunga por la confianza en permitirme ser su tesista de licenciatura y posgrado, por el apoyo y asesoramiento que otorgo durante el desarrollo de la tesis y durante el estudio de la Maestría. Al M.I. Hans I. Archundia Aranda por el apoyo en el desarrollo del proyecto experimental y de la tesis.

En el desarrollo de trabajos de carácter experimental, intervienen un gran número de personas, éste no es la excepción. A las siguientes personas les agradezco la ayuda que proporcionaron en alguna etapa de este trabajo:

Téc. Acad. Leopoldo Quiroz, Téc. Rubén Barrera, Sr. José Luis Caballero, Sra. Silvia Ledesma, Sr. Juan, Ing. Artemio Juárez, Ing. Victor H. Salinas, Ing. Obed Hernández, Ing. Hever Chavez, Ing. Marco T. Cortés, Ing. Rosaura Ramírez, Srta. Alejandra Melgarejo, Ing. Cesar Carpio, Ing. Antonio Gascon, Ing. Sergio López y a todos los alumnos del Taller de Ingeniería civil que participaron en este proyecto. También a todas las personas que participaron indirecta o directamente en el desarrollo del proyecto.

ÍNDICE

ÍNDICE.....	I
LISTA DE FIGURAS.....	V
LISTA DE TABLAS.....	IX
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES.....	3
1.1 Introducción.....	3
1.2 Ventajas y desventajas de las trabes acarteladas de concreto reforzado.....	3
1.3 Práctica en México.....	3
1.4 Trabajos de investigación experimental.....	8
1.4.1 Ensayes ante cargas estáticas.....	9
1.4.1.1 Debaiky y El-Niema (1982).....	9
1.4.1.2 Stefanou (1983).....	11
1.4.1.3 El-Niema (1988).....	13
1.4.1.4 Macleod y Houmsi (1994).....	14
1.4.1.5 Archundia, Tena-Colunga y González (2004-2007).....	16
1.4.2 Ensayes ante cargas cíclicas.....	22
1.4.2.1 Archundia, Grande, Tena-Colunga y González (2005-2007).....	22
1.5 Información en libros especializados.....	30
1.5.1 Regan y Yu (1973).....	31
1.5.2 Macgregor (1988).....	31
1.5.3 Park y Paulay (1997).....	32
1.5.4 Nilson (1999).....	33
1.6 Estudios analíticos.....	33
CAPÍTULO 2 ALCANCE DEL PROYECTO EXPERIMENTAL.....	35
CAPÍTULO 3 CRITERIOS DE DISEÑO DE LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA.....	37
3.1 Introducción.....	37
3.2 Geometría de los especímenes.....	37
3.3 Condición de carga para los especímenes.....	39
3.4 Identificación de los especímenes.....	39
3.5 Armados de los especímenes de prueba.....	40
3.6 Diseño de los especímenes para obtener falla a cortante.....	43
3.6.1 Resistencia a cortante.....	43
3.6.2 Resistencia a flexión.....	46

CAPÍTULO 4	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	48
4.1	Introducción.....	48
4.2	Construcción de los especímenes.....	48
4.2.1	Armado de los especímenes.....	48
4.2.2	Diseño de la cimbra.....	48
4.2.3	Colado de los especímenes.....	50
4.2.4	Descimbrado de los especímenes.....	52
4.2.5	Preparación de los especímenes de prueba.....	52
4.3	Instrumentación.....	53
4.4	Dispositivo de carga y adquisición de datos.....	56
CAPÍTULO 5	METODOLOGÍA EXPERIMENTAL.....	62
5.1	Introducción.....	62
5.2	Preparación de los especímenes de prueba.....	62
5.3	Historia de desplazamiento.....	62
5.4	Registro del agrietamiento.....	64
CAPÍTULO 6	ELEMENTOS CON REFUERZO TRANSVERSAL: RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	66
6.1	Introducción.....	66
6.2	Comportamiento general.....	66
6.2.1	Primer agrietamiento diagonal.....	66
6.2.1	Último o de falla.....	67
6.2.3	Colapso.....	67
6.3	Elemento TASC α 0-R1-c.....	68
6.3.1	Evolución del daño.....	68
6.3.2	Comportamiento carga-deflexión.....	71
6.3.3	Análisis de la instrumentación interna.....	72
6.3.3.1	Refuerzo longitudinal.....	72
6.3.3.2	Refuerzo transversal.....	74
6.4	Elemento TASC α 1-R1-c.....	75
6.4.1	Evolución del daño.....	76
6.4.2	Comportamiento carga-deflexión.....	79
6.4.3	Análisis de la instrumentación interna.....	80
6.4.3.1	Refuerzo longitudinal.....	80
6.4.3.2	Refuerzo transversal.....	81
6.5	Elemento TASC α 2-R1-c.....	83
6.5.1	Evolución del daño.....	84
6.5.2	Comportamiento carga-deflexión.....	86
6.5.3	Análisis de la instrumentación interna.....	87
6.5.3.1	Refuerzo longitudinal.....	87
6.5.3.2	Refuerzo transversal.....	88
6.5	Elemento TASC α 3-R1-c.....	90

6.6.1 Evolución del daño.....	91
6.6.2 Comportamiento carga-deflexión.....	93
6.6.3 Análisis de la instrumentación interna.....	94
6.6.3.1 Refuerzo longitudinal.....	94
6.6.3.2 Refuerzo transversal.....	96
6.7 Elemento TASC α 4-R1-c.....	97
6.7.1 Evolución del daño.....	98
6.7.2 Comportamiento carga-deflexión.....	100
6.7.3 Análisis de la instrumentación interna.....	102
6.7.3.1 Refuerzo longitudinal.....	102
6.7.3.2 Refuerzo transversal.....	105
6.8 Resumen.....	105
CAPÍTULO 7 ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	107
7.1 Introducción.....	107
7.2 Resistencia.....	107
7.3 Degradación de la rigidez.....	109
7.4 Disipación de energía.....	112
7.5 Amortiguamiento viscoso equivalente.....	116
7.6 Inclinación de grietas.....	118
CAPÍTULO 8 COMPARACIÓN DE LAS ENVOLVENTES GLOBALES CON LOS RESULTADOS DE ENSAYES PREVIOS DE TRABES ACARTELADAS SIMILARES ANTE CARGAS ESTÁTICAS Y CÍCLICAS.....	121
8.1 Introducción.....	121
8.2 Envolventes de respuesta de los elementos TASC α i-R1 y TASC α i-R1-c.....	121
8.3 Envolventes de respuesta de los elementos TASC α i-R0-c y TASC α i-R1-c.....	126
CAPÍTULO 9 EVALUACIÓN DE MODELOS ANALÍTICOS NO LINEALES SIMPLES PARA ESTIMAR LA PROPUESTA EXPERIMENTAL CÍCLICA OBSERVADA.....	132
9.1 Introducción.....	132
9.2 Método de análisis.....	132
9.3 Modelado de los elementos TASC α i-R1-c.....	134
CAPÍTULO 10 RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	142
10.1 Resumen.....	142
10.2 Conclusiones.....	142
10.3 Recomendaciones.....	143
REFERENCIAS.....	145

APÉNDICE A	PROPIEDADES DEL CONCRETO Y ACERO DE REFUERZO.....	148
A.1	Introducción.....	148
A.2	Concreto.....	148
A.2	Acero de refuerzo.....	150
APÉNDICE B	CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A CORTANTE Y FLEXIÓN.....	152
B.1	Introducción.....	152
B.2	Resistencia a cortante.....	152
B.3	Resistencia a flexión.....	155
B.4	Descripción de la ecuación que determina la contribución del concreto propuesta por Tena-Colunga <i>et al.</i> (2007).....	157
APÉNDICE C	ELEMENTOS VIGA-COLUMNA DE SECCIÓN VARIABLE.....	160
C.1	Introducción.....	160
C.2	Solución cerrada bidimensional para elementos de sección variable con sección rectangular.....	160

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1.	Edificio ubicado en la Universidad Autónoma Metropolitana Xochimilco. Aulas y edificios administrativos.....	4
Figura 1.2.	Edificio ubicado en Periférico Sur casi esquina con Barranca del Muerto (N-S). Oficinas.....	4
Figura 1.3.	Edificio ubicado en Periférico Sur casi esquina con Barranca del Muerto (S-N). Oficinas.....	5
Figura 1.4.	Edificio ubicado en Periférico Sur. Hospital y estacionamiento.....	5
Figura 1.5.	Edificio ubicado en Santa Fé.....	5
Figura 1.6.	Edificio ubicado en el Eje 5 Norte (cerca de la UAM-A). Centro de negocios.....	6
Figura 1.7.	Edificio ubicado en Avenida Revolución-Insurgentes.....	6
Figura 1.8.	Edificio ubicado en la carretera México-Querétaro. Empresa.....	6
Figura 1.9.	Puente peatonal ubicado en Insurgentes norte a la altura de Centro Médico la Raza.....	7
Figura 1.10.	Puente vehicular ubicado en Insurgentes Norte (N-S) a la altura de Tlatelolco.....	7
Figura 1.11.	Edificación a base de trabes acarteladas postensadas a un lado de la vieja estación de trenes de Buenavista en Insurgentes.....	7
Figura 1.12.	Arreglos del acero longitudinal observados en la práctica mexicana (Archundia 2004).....	8
Figura 1.13.	Modelos estudiados por Debaiky y El-Niema (1982).....	10
Figura 1.14.	Modelos estudiados por Stefanou (1983).....	11
Figura 1.15.	Definición de c en función del peralte mínimo (Stefanou, 1983).....	12
Figura 1.16.	Trabes acarteladas con sección “T” ensayadas por El-Niema (1988).....	14
Figura 1.17.	Espécimen de prueba empleado por MacLeod y Houmsi (1994).....	15
Figura 1.18.	Comparación de las zonas de compresión entre trabes prismáticas y trabes acarteladas (MacLeod y Houmsi, 1994).....	16
Figura 1.19.	Dimensiones generales de los especímenes de prueba (Archundia et al. 2005).....	17
Figura 1.20.	Gráficas $V-\delta$ al centro del claro, a) $\alpha = 3.07^\circ$ (derecha), b) $\alpha = 9.13^\circ$ (izquierda) (Archundia et al. 2005).....	18
Figura 1.21.	Detalle de los elementos ensayados.....	18
Figure 1.22.	Contribución del concreto (Tena-Colunga et al. 2007).....	20
Figure 1.23.	Contribución indirecta del refuerzo inclinado (Tena-Colunga et al. 2007).....	20
Figura 1.24.	Ángulo de inclinación medido de la grieta principal de cortante con respecto a un eje horizontal (θ) vs el ángulo de acartelamiento (α) (Tena-Colunga et al. 2007).....	21
Figura 1.25.	Dimensiones generales y aplicación de carga (Archundia et al. 2007).....	22
Figura 1.26.	Criptograma de identificación.....	23
Figura 1.27.	Patrón de desplazamientos (Grande 2005, Archundia et al. 2007).....	23
Figura 1.28.	Curvas de histéresis de los elementos TASC α j-R0-c.....	24
Figura 1.29.	Estados característicos: a) primer agrietamiento diagonal, b) agrietamiento de falla, y c) colapso. Elemento TASC α 3-R0-c (Grande 2005, Archundia et al. 2007).....	25
Figura 1.30.	Envoltentes de las curvas de histéresis (Archundia et al. 2007).....	26

Figura 1.31. Rigidez pico a pico normalizada (Archundia et al. 2007).....	27
Figura 1.32. Efecto de la repetición de demandas en la rigidez (Archundia et al. 2007).....	27
Figura 1.33. Energía histerética por ciclo, E_h (Archundia et al. 2007).....	28
Figura 1.34. Energía histerética acumulada, E_H	29
Figura 1.35. Amortiguamiento viscoso equivalente, ζ_{eq} (Archundia et al. 2007).....	29
Figura 1.36. Sección crítica para trabes acarteladas (Regan y Yu 1973).....	31
Figura 1.37. Fuerzas internas en un elemento amartelado (MacGregor 1988).....	32
Figura 1.38. Variación del cortante efectivo, V_{ef} , en trabes acarteladas que soportan cargas uniformemente distribuidas (Park y Paulay 1997).....	33
Figura 1.39. Diferentes secciones que se pueden analizar con el método de Tena-Colunga (1996).....	33
Figura 1.40. Trabes acarteladas con sección transversal “T” analizadas por Balkaya (2001).....	34
Figura 3.1. Dimensiones generales de los especímenes de prueba.....	38
Figura 3.2. Sistema de cargas y elementos mecánicos resultantes.....	38
Figura 3.3. Nomenclatura utilizada para identificar los especímenes (Archundia et al. 2002).....	39
Figura 3.4. Fuerzas inducidas por el cambio de dirección del refuerzo longitudinal (Archundia 2004).....	40
Figura 3.5. Refuerzo transversal adicional en el vértice de las trabes.....	41
Figura 3.6. Trabe TASC α 0-R1-c.....	41
Figura 3.7. Trabe TASC α 1-R1-c.....	42
Figura 3.8. Trabe TASC α 2-R1-c.....	42
Figura 3.9. Trabe TASC α 3-R1-c.....	42
Figura 3.10. Trabe TASC α 4-R1-c.....	42
Figura 3.11. Secciones típicas para el cálculo de cortante y momento flexionante, a) ubicación de peraltes y b) sección crítica y sección del tercio central.....	45
Figura 4.1. Proceso de armado de las trabes.....	49
Figura 4.2. Placas de madera con soportes laterales intermedios y longitudinales.....	49
Figura 4.3. Acabado de cartelas.....	50
Figura 4.4. Detalle de cimbra completa.....	50
Figura 4.5. Proceso de colado de las trabes.....	51
Figura 4.6. Montaje de los elementos.....	52
Figura 4.7. Preparación de los especímenes de prueba.....	53
Figura 4.8. Instrumentación interna de las trabes.....	54
Figura 4.9. Etapas de la instrumentación del acero de refuerzo.....	55
Figura 4.10. Nomenclatura y distribución de salidas en instrumentación interna.....	55
Figura 4.11. Amarre y salida del cordón de cables.....	56
Figura 4.12. Instrumentación externa.....	56
Figura 4.13. Dispositivo de carga.....	57
Figura 4.14. Detallado del dispositivo de carga.....	59
Figura 4.15. Equipo de adquisición de datos (TDS mod. 300), caja de conexiones (ASW- 50C y ASW-30C).....	60
Figura 4.16. Detalle de apoyos para permitir desplazamientos y rotaciones.....	60
Figura 5.1. Elemento TASC- α 4-R1-c pintado y cuadrículado previo a su ensaye.....	63
Figura 5.2. Historia de desplazamientos aplicada en los especímenes.....	63
Figura 5.3. Identificación evolutiva de las grietas durante los ensayos.....	64

Figura 5.4. Patrón de agrietamiento del elemento TASC α 4-R0-c, $\Delta = 21$ mm.....	65
Figura 6.1. Estados característicos: a) primer agrietamiento diagonal, b) agrietamiento de falla, y c) colapso. Elemento TASC α 4-R1-c.....	67
Figura 6.2. Dirección y ángulo de las grietas principales.....	68
Figura 6.3. Evolución del agrietamiento.....	69
Figura 6.4. Elemento TASC α 0-R1-c durante la prueba.....	70
Figura 6.5. Detalle del daño lado derecho.....	71
Figura 6.6. Gráfica de histéresis, TASC α 0-R1-c.....	71
Figura 6.7. Deformaciones en el refuerzo longitudinal (TASC α 0-R1-c).....	73
Figura 6.8. Distribución de deformaciones para cada ciclo de deflexiones al centro del claro.....	74
Figura 6.9. Deformaciones en el refuerzo transversal (TASC α 0-R1-c).....	75
Figura 6.10. Dirección y ángulo de las grietas principales, elemento TASC α 1-R1-c.....	76
Figura 6.11. Principales grietas lado izquierdo.....	76
Figura 6.12. Evolución del agrietamiento.....	77
Figura 6.13. Elemento TASC α 1-R1-c durante la prueba.....	78
Figura 6.14. Detalle del daño lado izquierdo: desprendimiento de concreto y pérdida de adherencia.....	79
Figura 6.15. Gráfica de histéresis, TASC α 1-R1-c.....	79
Figura 6.16. Deformaciones en el refuerzo longitudinal (TASC α 1-R1-c).....	81
Figura 6.17. Deformaciones en el refuerzo transversal (TASC α 1-R1-c).....	82
Figura 6.18. Dirección y ángulo de las grietas principales, elemento TASC α 2-R1-c.....	84
Figura 6.19. Principales grietas lado derecho, falla.....	84
Figura 6.20. Evolución del agrietamiento.....	85
Figura 6.21. Elemento TASC α 2-R1-c durante la prueba.....	86
Figura 6.22. Gráfica de histéresis, TASC α 2-R1-c.....	87
Figura 6.23. Deformaciones en el refuerzo longitudinal (TASC α 2-R1-c).....	89
Figura 6.24. Deformaciones en el refuerzo transversal (TASC α 2-R1-c).....	90
Figura 6.25. Dirección y ángulo de las grietas principales, elemento TASC α 3-R1-c.....	91
Figura 6.26. Evolución del agrietamiento.....	92
Figura 6.27. Elemento TASC α 3-R1-c durante la prueba.....	93
Figura 6.28. Gráfica de histéresis, TASC α 3-R1-c.....	94
Figura 6.29. Deformaciones en el refuerzo longitudinal (TASC α 3-R1-c).....	95
Figura 6.30. Deformaciones en el refuerzo transversal (TASC α 3-R1-c).....	97
Figura 6.31. Dirección y ángulo de las grietas principales, elemento TASC α 4-R1-c.....	98
Figura 6.32. Evolución del agrietamiento.....	99
Figura 6.33. Elemento TASC α 3-R1-c durante la prueba.....	101
Figura 6.34. Gráfica de histéresis, TASC α 4-R1-c.....	102
Figura 6.35. Deformaciones en el refuerzo longitudinal (TASC α 4-R1-c).....	103
Figura 6.36. Deformaciones en el refuerzo transversal (TASC α 4-R1-c).....	104
Figura 7.1. Curvas de histéresis, elementos TASC α i-R1-c.....	108
Figura 7.2. Envolventes de las curvas de histéresis, elementos TASC α i-R1-c.....	108
Figura 7.3. Rigidez de ciclo.....	110
Figura 7.4. Efecto de la repetición de demandas en la rigidez.....	111
Figura 7.5. Energía histerética por ciclo, E_h	113
Figura 7.6. Energía histerética acumulada, E_H	114
Figura 7.7. Comparación de la energía histerética acumulada, E_H	115
Figura 7.8. Definición de los parámetros de ζ_{eq} (Chopra 1995).....	116
Figura 7.9. Amortiguamiento viscoso equivalente, ζ_{eq}	117
Figura 7.10. Ángulos de inclinación de las grietas principales y la propuesta de acuerdo con Tena-Colunga <i>et al.</i> (2007).....	120

Figura 7.11. Ángulo de inclinación medido de la grieta principal de cortante con respecto a un eje horizontal (θ) vs el ángulo de acartelamiento (α) de estudios sujetos a cargas monotónicas y cíclicas.....	120
Figura 8.1. Envolventes globales para primer ciclo.....	122
Figura 8.2. Comparación de las envolventes globales para los elementos TASC α i-R1 y R1-c (primeros ciclos).....	123
Figura 8.3. Envolventes cíclicas (primeros ciclos y repetición) y estáticas de cada elemento.....	124
Figura 8.4. Envolventes globales para primer ciclo de los elementos TASC α i-R0-c y R1-c.....	127
Figura 8.5. Comparación de las envolventes globales para los elementos TASC α i-R0-c y R1-c (primeros ciclos).....	128
Figura 8.6. Envolventes cíclicas de cada elemento, primeros ciclos y repetición.....	129
Figura 9.1. Superficies de fluencia para el elemento viga-columna del DRAIN-2DX utilizados en el modelado.....	132
Figura 9.2. Elemento acartelado sujeto a cortante y momento flexionante.....	133
Figura 9.3. Modelos utilizados para analizar las trabes acarteladas mediante el DRAIN-2DX.....	135
Figura 9.4. Comparación de envolventes experimentales con las envolventes obtenidas del DRAIN-2DX, primera corrida.....	137
Figura 9.5. Comparación de envolventes experimentales con las envolventes obtenidas del DRAIN-2DX, segunda corrida.....	138
Figura 9.6. Formación de articulaciones plásticas para primera y segunda corridas, ambos sentidos de carga en los modelos del DRAIN-2DX.....	140
Figura A.1. Resistencia de concreto.....	149
Figura A.2. Curva de comportamiento típica del acero (Rodríguez y Botero, 1996).....	151
Figura B.1. Obtención de d_{cr} en función de la geometría de cada espécimen.....	152
Figura B.2. Dimensiones generales utilizadas para los cálculos de resistencia a cortante y flexión.....	152
Figura B.3. Condición de esfuerzo en el acero longitudinal debidos a la condición de carga.....	155
Figura B.4. Condiciones utilizadas para describir la contribución de la componente vertical del acero longitudinal.....	154
Figura B.5. Diagramas de cuerpo libre para ambas condiciones.....	159

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1 - Deflexiones características medidas al centro del claro.....	26
Tabla 3.1 - Armados de los especímenes de prueba.....	41
Tabla 3.2 - Resistencia nominal a cortante.....	45
Tabla 3.3 - Carga asociada al Momento nominal resistente.....	46
Tabla 3.4 - Comparación de resistencias a cortante y momento.....	46
Tabla 7.1 - Comparación de resistencias a cortante.....	107
Tabla 7.2 - Desplazamientos de semiciclos.....	109
Tabla 7.3 – Ductilidades de desplazamiento.....	109
Tabla 7.4 - Rigidez normalizada.....	112
Tabla 7.5 - Energía histerética acumulada (E_H), Ton-mm.....	113
Tabla 7.6 - Ángulo de inclinación de la grieta principal de falla para +V y –V.....	118
Tabla 7.7 - Comparación de los ángulos de inclinación de la grieta principal de los elementos con refuerzo transversal.....	119
Tabla 7.6 - Comparación de resistencias a cortante de acuerdo a los ángulos de inclinación de las grietas principales.....	119
Tabla 8.1 - Valores asociados al primer agrietamiento y falla.....	123
Tabla 8.2 - Comparación de la resistencia a cortante experimental con el estimado.....	126
Tabla 8.3 - Valores asociados al primer agrietamiento y falla.....	128
Tabla 8.4 - Comparación de la resistencia a cortante experimental con el estimado.....	131
Tabla 9.1 - Comparación de resistencias a cortante.....	136
Tabla 9.2 - Comparación de desplazamientos en distintas fases de prueba.....	139
Tabla A.1 - Propiedades del concreto utilizado en los elementos TASC α i-R1-c a edades de 7, 14 y 28 días.....	148
Tabla A.2 - Propiedades del concreto utilizado en los elementos TASC α i-R1-c a edades de 432, 372 y 136 días.....	149
Tabla A.2b - Propiedades del concreto utilizado en los elementos TASC α i-R1-c.....	149
Tabla A.3 - Días transcurridos desde el colado hasta ultima prueba de cilindros.....	150
Tabla A.4 - Interpolación de resistencia del concreto al día de la prueba.....	150
Tabla A.5 - Propiedades del acero de refuerzo utilizado en los especímenes.....	150
Tabla B.1 - Peraltes críticos.....	153
Tabla B.2 - Valores de V_{pc} para cada elemento.....	154
Tabla B.3 - Contribución del concreto y acero transversal a la resistencia nominal a cortante.....	155
Tabla B.4 - Carga asociada al momento nominal resistente.....	157

INTRODUCCIÓN

Como se ha establecido en trabajos previos (Archundia *et al.* 2005, Grande 2005), el diseño sismo-resistente de trabes acarteladas de concreto reforzado se encuentra actualmente subdesarrollado a pesar de todas las ventajas que estos elementos estructurales ofrecen, dado que han sido escasas las investigaciones experimentales sobre trabes acarteladas de concreto reforzado reportadas en la literatura mundial (por ejemplo, El-Niema 1988, MacLeod y Houmsi 1994, Tena-Colunga *et al.* 2007). Los reglamentos de construcción modernos y avanzados, como la nueva versión del RCDF-2004, carecen actualmente de recomendaciones específicas que aseguren el diseño dúctil de este tipo de elementos. En consecuencia, el diseño sismo-resistente de trabes acarteladas es dejado al juicio y experiencia del diseñador, a falta de guías específicas que permitan llegar a diseños racionales de este tipo de elementos.

En las primeras fases de este proyecto de investigación (Archundia *et al.* 2005, Tena-Colunga *et al.* 2007) se ensayaron las primeras diez trabes diseñadas para fallar a cortante ante carga estáticamente aplicada, sin contar con refuerzo por corte y con un refuerzo mínimo por cortante, dos prismáticas testigo y ocho acarteladas con distintos ángulos de acartelamiento (30, 60, 90 y 120). En este proyecto se toman en cuenta uno de los detallados más comunes que se están utilizando actualmente en la práctica de diseño en la ciudad de México, y que es mantener continuo el refuerzo longitudinal entre la sección prismática y la cartela. De ésta primera fase del proyecto de investigación experimental y basándose en estudios reportados (MacLeod y Houmsi 1994) surgió una propuesta de diseño para cortante de trabes acarteladas, Tena-Colunga *et al.* (2007).

La ecuación de diseño a cortante propuesta por Tena-Colunga *et al.* (2007), al derivarse de pruebas experimentales de trabes acarteladas sujetas ante cargas monotónicas, también tendría que ser evaluada en elementos ante cargas cíclicas reversibles. Dicha evaluación corresponde a la segunda fase de este proyecto experimental de la que forma parte esta tesis. En esta segunda fase se ensayaron diez trabes con las mismas características que las reportadas en la primera fase (Archundia *et al.* 2005, Tena-Colunga *et al.* 2007) y se dividió en dos etapas de pruebas. En la primer etapa se ensayaron cinco trabes sin refuerzo a corte sujetas a cargas cíclicas reversibles (Grande 2005, Archundia *et al.* 2007) y en la segunda etapa, de la que forma parte esta tesis, se ensayaron las cinco trabes restantes con refuerzo a cortante sujetas a cargas cíclicas reversibles.

Al hacer una evaluación de la propuesta de diseño a cortante de Tena-Colunga *et al.* (2007) en trabes acarteladas sujetas ante cargas cíclicas reversibles, se obtuvieron resultados razonables, a excepción del elemento más acartelado ($\alpha = 12^\circ$) en el que se sobreestimó su resistencia.

Se ha observado que el ángulo de acartelamiento y la cuantía de refuerzo transversal modifican el comportamiento de las trabes acarteladas de concreto reforzado respecto al observado en trabes prismáticas. En ausencia de refuerzo transversal, se observó un mejor comportamiento a cortante, puesto que los especímenes ensayados mostraron una mayor capacidad de deformación y una mejor distribución del agrietamiento.

De los experimentos se observa que el refuerzo transversal es mucho más efectivo en cuanto al incremento de resistencia y de capacidad de deformación para ángulos de acartelamiento pequeños, siendo esto más notorio en los elementos prismáticos.

Cabe señalar que el detalle del refuerzo en la transición de la zona acartelada a zona prismática tuvo un buen comportamiento, debido a que en ningún elemento, las grietas principales por cortante se presentaron en dicha zona.

A partir del análisis preliminar de los datos obtenidos en estos experimentos, se confirma la necesidad de profundizar en el tema y realizar más ensayos, ya que los ensayos realizados hasta la fecha han arrojado algunos resultados inesperados *a-priori* que merecen un estudio más profundo, y probablemente con una base experimental más extensa, como es el fenómeno observado en los esfuerzos que toma el refuerzo longitudinal del lecho inferior con la presencia o no de estribos, y su relación con los ángulos de acartelamiento, así como ensayar elementos con cuantías típicas de diseño por flexión. Es deseable que los elementos estén en voladizo para tener una condición más realista de las condiciones a las que están sujetas los elementos en edificios con base en marcos a momento.

Se deben incorporar a corto o mediano plazo recomendaciones sobre el diseño sismo-resistente de trabes acarteladas de concreto reforzado en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal para asegurar que éstas se comporten dúctilmente.

Para que ello sea posible, se debe primero entender cómo influye el ángulo de acartelamiento en sus mecanismos de resistencia a cortante y flexión, y por ello es necesario contar con evidencia experimental suficiente que permita posteriormente proponer expresiones simples que permitan estimar razonablemente la resistencia a corte y a flexión de trabes acarteladas, además de entender sus características de ductilidad y disipación de energía ante cargas cíclicas.

Por tanto, en esta tesis se reporta la etapa del ensaye de cinco especímenes con refuerzo por cortante idénticos a los reportados en Archundia *et al.* (2005), pero ante carga cíclica reversible, donde se espera obtener información que complementen las interpretaciones hechas hasta la fecha, y que permitan ampliar el conocimiento sobre el comportamiento cíclico de trabes acarteladas ante sismos. Las enseñanzas de este programa permitirán a mediano plazo elaborar recomendaciones que garanticen el diseño dúctil de trabes acarteladas, al poder prevenir con conocimiento las potenciales fallas de corte ante sollicitaciones cíclicas.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se resaltan las ventajas y desventajas que se obtienen al emplear trabes acarteladas de concreto reforzado sobre las de sección constante. Se presenta lo observado en la práctica mexicana con uso de trabes acarteladas como alternativa estructural en la construcción de estructuras de concreto reforzado de importantes dimensiones, así como de estructuras de concreto postensado. También se sintetizan investigaciones y literatura que hacen referencia a este tipo de elementos con énfasis en el diseño por cortante y el análisis estructural.

1.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LAS TRABES ACARTELADAS DE CONCRETO REFORZADO

Se ha demostrado que las trabes acarteladas de concreto reforzado tienen algunas ventajas sobre las trabes de concreto de sección constante, entre las que se pueden mencionar (Tena 1994):

1. Aumentar la rigidez lateral de la estructura.
2. Disminuir la cantidad de concreto utilizada.
3. Reducir el peso de la estructura.
4. Facilitar la ubicación de los distintos tipos de instalaciones y reducir la altura del entrepiso.

Además, de acuerdo a la literatura consultada, también se prefieren por razones puramente estéticas (Debaiky y El-Niema 1982).

La principal desventaja de estos elementos es su habilitado y cimbrado, ya que resulta ser más laborioso con respecto a las trabes de sección constante.

1.3 PRÁCTICA EN MÉXICO

La información que se dispone sobre trabes acarteladas es muy reducida. Son pocos los estudios experimentales, pero no pasa así con la práctica, ya que el uso de trabes acarteladas de concreto reforzado no es un hecho reciente en la práctica mexicana. De hecho, este tipo de elementos se han utilizado desde la primera mitad del siglo pasado (Tena-Colunga, 1996), tendiendo a perderse esta práctica con el transcurso del tiempo.

Actualmente se han detectado en la Ciudad de México y zona conurbana edificios de concreto reforzado y presforzado de importantes dimensiones, que utilizan traveses acartelados como alternativa estructural, tal y como se constata en las figuras 1.1 a 1.8. También se han detectado algunos puentes, que en su sistema de apoyo con base en marcos de concreto reforzado utilizan traveses acartelados (figuras 1.9 y 1.10) y recientemente se han detectado construcciones con base en traveses acartelados de concreto postensado tanto en edificios como en puentes (figura 1.11).



Figura 1.1. Edificio ubicado en la Universidad Autónoma Metropolitana-Xochimilco. Aulas y edificios administrativos



Figura 1.2. Edificio ubicado en Periférico Sur casi esquina con Barranca del Muerto (N-S). Oficinas



Figura 1.3. Edificio ubicado en Periférico Sur casi esquina con Barranca del Muerto (S-N). Oficinas



Figura 1.4. Edificio ubicado en Periférico Sur. Hospital y estacionamiento



Figura 1.5. Edificio ubicado en Santa Fé



Figura 1.6. Edificio ubicado en el Eje 5 Norte (cerca de la UAM-A). Centro de negocios



Figura 1.7. Edificio ubicado en Avenida Revolución-Insurgentes



Figura 1.8. Edificio ubicado en la carretera México-Querétaro. Empresa



Figura 1.9. Puente peatonal ubicado en Insurgentes norte a la altura de Centro Médico la Raza



Figura 1.10. Puente vehicular ubicado en Insurgentes Norte (N-S) a la altura de Tlatelolco



Figura 1.11. Edificación a base de trabes acarteladas postensadas a un lado de la vieja estación de trenes de Buenavista en Insurgentes

En la visita a los edificios mostrados en las figuras 1.1 a 1.8 se observó que existe la tendencia a proponer traveses con cartelas lineales en los tercios extremos del claro, con ángulos de acartelamiento moderados (alrededor de siete grados, Archundia 2004). Además, se observó que en los edificios de reciente construcción que utilizan traveses acartelados de concreto reforzado, es común que en los vértices que delimitan las cartelas con el tramo central prismático, se apoyen traveses secundarios (figuras 1.2 y 1.6).

En cuanto al armado longitudinal, de acuerdo con Archundia (2004), se encontraron dos arreglos diferentes: 1) el que consiste en habilitar el acero de refuerzo siguiendo la geometría de la traves, al que se le denomina *continuo* y, 2) el que pierde continuidad en la zona de intersección del tramo acartelado con el tramo central prismático; este arreglo se ha denominado de tipo *tijera*, debido al cruce de varillas en la zona de discontinuidad. En este tipo de armado, la discontinuidad del acero longitudinal se protege al dejar longitudes de desarrollo posteriores a los vértices de las traves, las cuales dan la apariencia que da el nombre de este tipo de refuerzo.

En la figura 1.12 se observa la diferencia entre éstos arreglos del acero longitudinal.

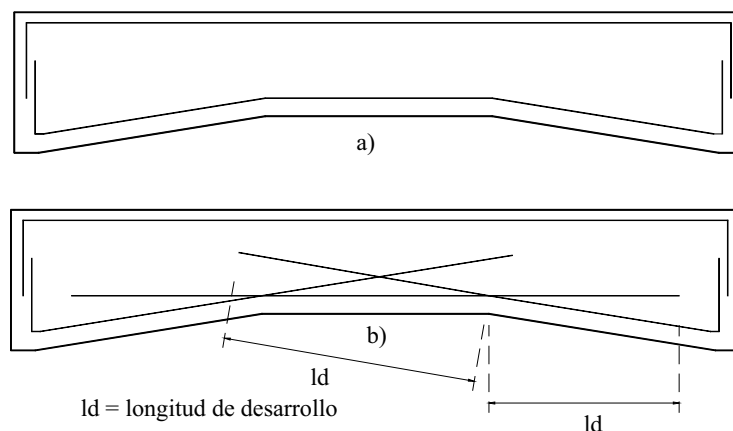


Figura 1.12 Arreglos del acero longitudinal observados en la práctica mexicana (Archundia 2004): a) armado continuo y b) armado tipo tijera

1.4 TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL

Los trabajos de investigación experimental realizados hasta la fecha están enfocados a determinar el comportamiento a cortante de traveses acartelados de concreto reforzado (Archundia *et al.* 2004). Dichos estudios han coincidido en que el mecanismo de falla a cortante de las vigas de sección variable difiere del mecanismo de falla en vigas de sección prismática (Debaiky y El-Niema 1982, Stefanou 1983, El-Niema 1988, MacLeod y Houmsi 1994, Archundia *et al.* 2004, Archundia *et al.* 2007).

1.4.1 ENSAYES ANTE CARGAS ESTÁTICAS

Como se advertirá, la mayor parte de los trabajos experimentales han tenido como objetivo general, estudiar el comportamiento y resistencia a cortante de trabes acarteladas de concreto reforzado, pero únicamente ante cargas monotónicas. Los siguientes trabajos aquí descritos presentan dicha condición de carga.

1.4.1.1 DEBAIKY Y EL-NIEMA (1982)

El propósito de este estudio fue el de observar el comportamiento y la resistencia a cortante de vigas acarteladas de concreto reforzado provistas de refuerzo transversal y con diferentes ángulos de acartelamiento. Se hicieron pruebas en 33 vigas distribuidas en seis series con diferentes geometrías, arreglos de refuerzo longitudinal y cuantías de refuerzo transversal. Las trabes estaban simplemente apoyadas y se les aplicaron cargas monótonas en los tercios medios. Los ángulos de acartelamiento observados fueron de cero, cuatro y nueve grados. En este trabajo, se observaron dos geometrías distintas, para ambas geometrías los peraltes de las vigas variaron linealmente a lo largo del claro de cortante¹ y en la parte media entre los dos puntos de carga fue constante, teniendo entonces para las geometrías: 1) un peralte máximo en los apoyos y, 2) un peralte máximo en el tercio central de la trabe (figura 1.13).

En lo referente a los resultados de estas pruebas se tienen:

- El ángulo de inclinación de la grieta principal es pequeño para vigas en las que el peralte es máximo en el tercio central y se incrementa cuando el peralte es máximo en el soporte.
- El agrietamiento diagonal tiende a presentarse en la zona de menor peralte.
- En lo referente al claro de cortante, se tiene que la resistencia última se incrementa con la reducción del claro de cortante y se tiene que el incremento es directamente proporcional al porcentaje de refuerzo transversal. También se tiene un incremento en la resistencia última con el incremento en el porcentaje del refuerzo longitudinal.
- La contribución a cortante del concreto es función del ángulo de acartelamiento, mientras que la contribución del acero de refuerzo transversal no depende de éste.
- No existen diferencias considerables en el cortante último que resisten las trabes acarteladas con el mismo ángulo de acartelamiento, independientemente de la ubicación del mayor peralte, ya sea en los extremos o en la parte central de la trabe.

¹ El claro de cortante para este estudio está definido entre el punto de apoyo y el punto de aplicación de la carga en los ensayos

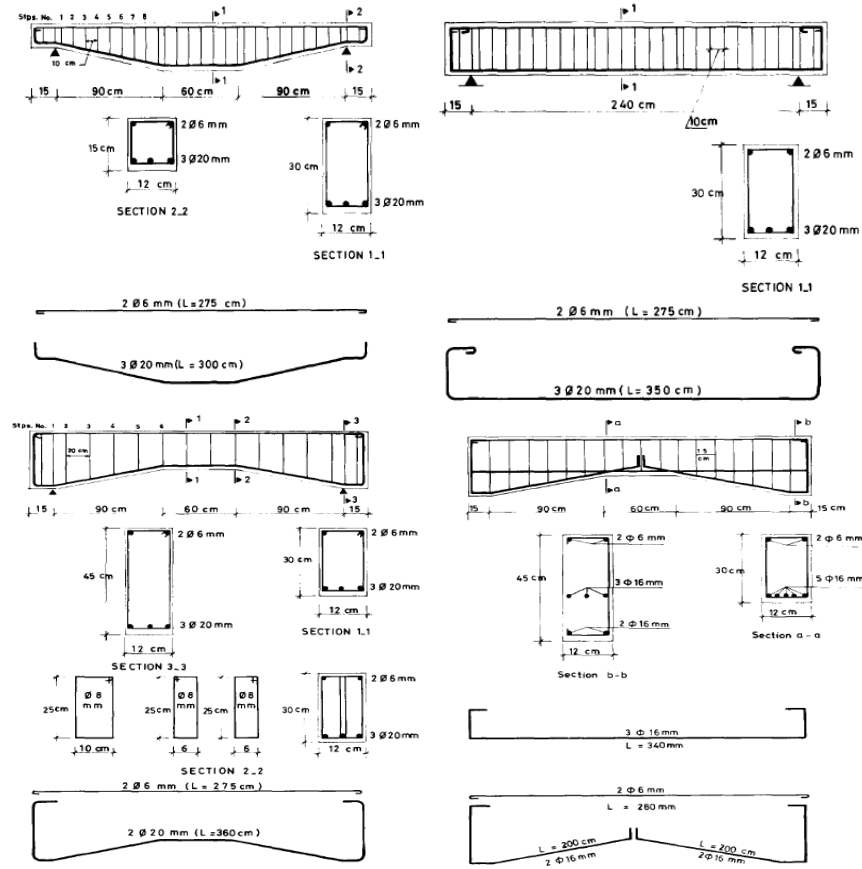


Figura 1.13. Modelos estudiados por Debaiky y El-Niema (1982)

Como resultado de este trabajo, se propuso una ecuación que determina la contribución a cortante del concreto reforzado, V_{cR} , de las trabes acarteladas:

$$V_{cR} = 0.66 \sqrt{f'_c} b d_s (1 \pm 1.7 \tan \alpha) \quad (1.1)$$

donde $\tan \alpha$ se considera positivo para vigas con el mínimo peralte en el apoyo y negativo para vigas con el peralte máximo en el apoyo, d_s es el peralte efectivo del extremo (apoyo) de la trabe (en cm), f'_c es la resistencia nominal del concreto a compresión (en kg/cm^2) y b es el ancho de la trabe (en cm). El ángulo de acartelamiento es α , medido en grados.

Además, en este trabajo se propuso una expresión que determina el cortante último de trabes acarteladas de concreto reforzado:

$$V_u = V_{cR} + \frac{A_v f_{yv} d_s}{s} + 0.25 A_s f_{yw} \sin \alpha \quad (1.2)$$

donde V_{CR} se calcula con la ecuación 1.1; en el segundo miembro, A_v es el área de refuerzo transversal, f_{yv} el esfuerzo de fluencia de los estribos, d_s el peralte efectivo del apoyo y s la separación entre estribos; en el tercer miembro A_s es el área de acero longitudinal inclinado, f_{yw} el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal y α el ángulo de acartelamiento, el cual es positivo para traveses con el peralte mayor en el centro del claro y negativo para traveses con el mayor peralte en los apoyos.

1.4.1.2 STEFANO (1983)

Este trabajo presenta una investigación experimental sobre el comportamiento a cortante en vigas acarteladas de concreto reforzado, y la forma en la cual se presentan las fallas de cortante en comparación con vigas prismáticas. Fueron probadas una serie de 24 vigas a escala reducida con cinco geometrías diferentes (figura 1.14), bajo las mismas condiciones de carga monótona al centro del claro y tanto el claro como la sección transversal fueron constantes controlándose los siguientes parámetros los cuales fueron variables: el refuerzo longitudinal principal, presencia de estribos, peralte de las vigas en soportes y el ángulo de las vigas.

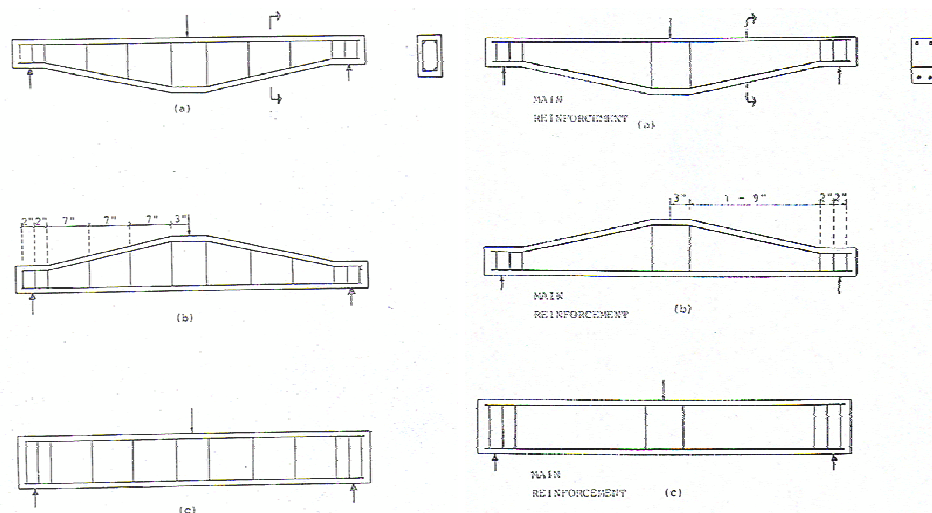


Figura 1.14. Modelos estudiados por Stefanou (1983)

Este trabajo describe la aplicación del Código de Diseño Británico, del ACI y del Código de Diseño Ruso para la determinación de la resistencia última de cortante para vigas no prismáticas.

El comportamiento de las vigas no prismáticas (traveses acarteladas) difiere con respecto a la resistencia a cortante de vigas prismáticas por dos razones, según Stefanou (1983): (a) la inclinación de los componentes principales a tensión o compresión en las vigas de sección variable proporcionan una componente vertical potencialmente capaz de resistir el cortante y, (b) la reducción de la sección transversal hacia los apoyos puede ser muy desfavorable.

En este estudio se hace mención de que existe una pequeña evidencia disponible de pruebas sobre el tema y ninguna de las más modernas teorías de cortante exceptuando la teoría de Borishanski hace propuestas específicas para el diseño o análisis de elementos acartelados. En dicha teoría se fundamenta el código ruso, el cual difiere considerablemente del código británico y del código americano en el tratamiento de miembros prismáticos y también en el trato explícito con vigas acarteladas.

El cortante resistente último V_u propuesto por el código ruso está dado por:

$$V_u = 0.12bd_1u_w\left(\frac{d_1}{c}\right)^2 + \frac{\tan \gamma}{z}\left[M\frac{0.87f_yA_{sv}bc^2}{2}\right] + 0.87f_yA_{sv}b_w \cdot d \quad (1.3)$$

En esta expresión se supone que la falla ocurre en una grieta con un valor de c tal que produce una resistencia mínima, donde c se relaciona con el peralte mínimo de la viga acartelada.

Se tiene para c , en términos del peralte efectivo mínimo d_{min} en el soporte (figura 1.15), se tiene:

$$c = \frac{d_{min}}{(1 - 1.5 \tan \beta)} \quad (1.4)$$

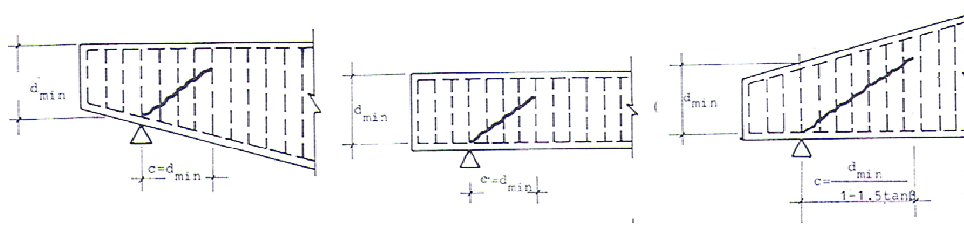


Figura 1.15. Definición de c en función del peralte mínimo (Stefanou, 1983)

De acuerdo con los estudios experimentales realizados por Stefanou (1983), la contribución de los estribos a cortante en traves acarteladas con refuerzo produjeron algunos incrementos en la resistencia a cortante de las traves, además de que se presentaron más grietas, las cuales se fueron formando durante el incremento de carga hasta su falla final. Para vigas no prismáticas, con o sin estribos, las fallas iniciales de cortante formaron grietas que se extendieron a lo largo de líneas entre 30° y 35° , interceptando los estribos, excepto en los extremos, extendiéndose hasta el plano inferior de la viga en el apoyo.

De los resultados obtenidos se concluyó lo siguiente:

Las cargas de falla para las vigas acarteladas fueron todas de la misma magnitud, con excepción de un elemento (B1), esto implica que la presencia de estribos no incrementa su

capacidad de carga y que los estribos no soportan cortante cuando estos son ampliamente espaciados. Esta observación de Stefanou no coincide con las de otros estudios (Debaiky y El-Niema 1982, El-Niema 1988, Archundia 2004, Archundia *et al.* 2005) y el presente estudio.

De los resultados obtenidos, se hicieron las siguientes recomendaciones acerca de la aplicación de los códigos de diseño británico, americano y ruso:

- El método sugerido, aplicado en el código británico, predice resistencias razonables de acuerdo a los resultados de las pruebas.
- Las predicciones de resistencia para vigas sin estribos son un tanto seguras que aquellas para vigas con estribos, posiblemente porque en las vigas más acarteladas el espaciamiento de los estribos en los extremos es mucho más grande que el máximo permitido en el diseño.
- Como comparación con las vigas rectangulares el efecto de una inclinación sobre cara superior es menor que sobre la cara inferior.
- El efecto de ambas inclinaciones en la cartela es mayor en vigas con estribos que en una sin estribos.
- Con la falla cerca de un soporte (con Vd/M relativamente alto), el código del ACI predice casi las mismas resistencia que el código británico.

1.4.1.3 EL-NIEMA (1988)

Este estudio es una extensión de un proyecto de investigación desarrollado por Debaiky y El-Niema (1982) acerca del comportamiento y la resistencia a cortante de vigas acarteladas de concreto reforzado. A diferencia de los anteriores trabajos que se habían estudiado trabes acarteladas con sección transversal rectangular, en este estudio se probaron 10 trabes acarteladas con sección transversal “T” (figura 1.16), conservándose la condición de carga, la longitud de claro y ángulos de acartelamiento estudiados por Debaiky y El-Niema (1982).

En este estudio se verificó la fórmula propuesta por Debaiky y El-Niema (1982) para calcular el cortante último de trabes acarteladas de concreto reforzado.

El comportamiento de las fallas varió con la inclinación de la cartela, observándose dos comportamientos distintos. Para vigas con peralte pequeño en el soporte la falla fue causada por una inestabilidad; la formación de una grieta principal por encima del punto de apoyo. Esto fue debido a la formación de la grieta principal por encima de la línea de unión del punto de carga al apoyo, creándose así un débil arco excéntrico cargado en la parte superior y, por lo tanto, produciéndose la falla en la viga. Para las vigas con el máximo peralte en el apoyo, la falla se produjo por la compresión diagonal. La grieta principal que se formó debajo de la unión del punto de carga al apoyo creando un arco resistente en la parte superior. Este arco transfirió una gran parte de la carga al apoyo y resistió mayor rotación hasta que ocurrió el aplastamiento del concreto.

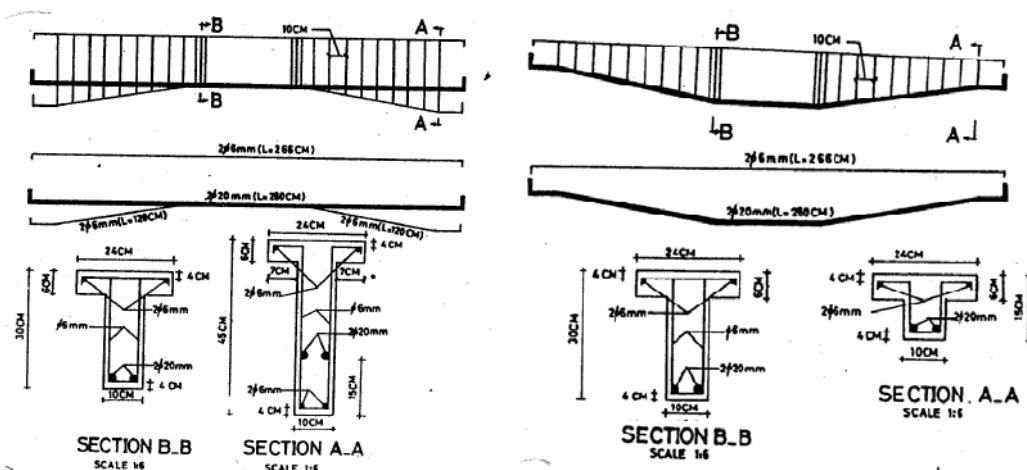


Figura 1.16. Trabes acarteladas con sección “T” ensayadas por El-Niema (1988)

Los resultados relevantes de este trabajo son:

- El cortante resistente último calculado con la fórmula propuesta por Debaiky y El-Niema (1982) para trabes de sección rectangular tuvo una buena correlación con los resultados obtenidos experimentalmente para trabes de sección “T”, lo que justifica el uso de la fórmula propuesta para calcular la resistencia última a cortante para trabes acarteladas con sección transversal “T” de concreto reforzado.
- Entre las diferencias existentes al utilizar trabes acarteladas con sección “T”, donde el mayor peralte esté ubicado en los apoyos, en comparación con las trabes acarteladas que tienen el mayor peralte en el centro de la trabe, es que las primeras presentan una mayor resistencia a cortante y menor capacidad de deformación con respecto a las segundas.

1.4.1.4 MACLEOD Y HOUMSI (1994)

MacLeod y Houmsi (1994) presentaron un estudio donde se estima la resistencia a cortante en vigas de sección variable sin refuerzo transversal, identificando la sección en la cual debe ser evaluado el cortante (peralte crítico). Este método valuado experimentalmente es valido sólo para cartelas cuyos ángulos de inclinación se encuentren en un intervalo de 5° a 10° , encontrando resultados satisfactorios para predecir la fuerza de resistencia a cortante en vigas de sección variable sin refuerzo transversal a cortante.

Las trabes fueron ensayadas en doble voladizo (figura 1.17), de tal forma que se modelara de una manera realista el comportamiento de trabes continuas, es decir, evaluando la resistencia a cortante en la zona donde el momento flexionante (negativo) es máximo. Además, este arreglo permitió tener un bloque de compresión de profundidad variable, a diferencia de los trabajos previos (Debaiky y El-Niema, 1982; El-Niema, 1988). Los ángulos de acartelamiento estudiados fueron de cero, cuatro, siete, seis y diez grados.

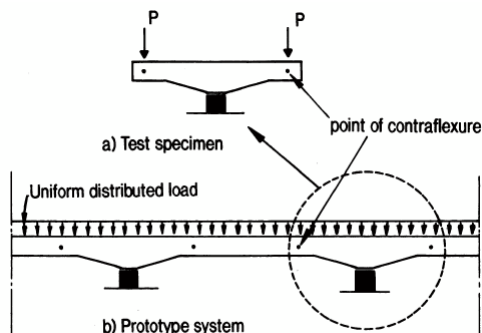


Figura 1.17. Espécimen de prueba empleado por MacLeod y Houmsi (1994)

Los resultados más relevantes de este trabajo son:

- Al aumentar el ángulo de acartelamiento, el número de grietas de flexión aumentan, la deflexión máxima se incrementa y también conforme el ángulo de acartelamiento aumenta, la acción de un puntal tiende a desarrollarse en la cartela, y más de una grieta diagonal tiende a formarse.
- Después que la grieta diagonal se translada hacia la zona de compresión, la propagación de la grieta diagonal encuentra resistencia, la cual se incrementa conforme el acartelamiento aumenta.
- Las grietas a flexión en las vigas acarteladas se ensacharon y propagaron más que en aquéllas que tenían peralte constante.
- En general, la deformación en el refuerzo longitudinal para todas las vigas estuvo por debajo del límite de fluencia.
- Según MacLeod y Houmsi, la resistencia a cortante y la ductilidad mejoran al reducir el volumen de concreto y al incrementar el ángulo de acartelamiento.
- Para las vigas prismáticas, el puntal que se desarrolla es prácticamente horizontal, mientras que para las vigas acarteladas, dicho puntal toma la inclinación de la cartela reduciéndose el ancho de éste (figura 1.18), y por lo tanto, el esfuerzo a compresión es más grande, lo que mejora el trabajo del puntal. Este fenómeno ocasiona que los elementos presenten una sobrerresistencia considerable.
- El peralte crítico de diseño en trabes acarteladas continuas se encuentra ubicado a una distancia de 2.7 veces el peralte efectivo de la sección transversal que corresponde al tramo prismático (peralte mínimo), medido desde el punto de inflexión hacia el extremo de la trabe.

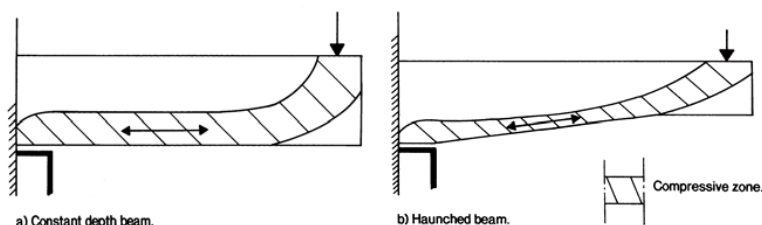


Figura 1.18. Comparación de las zonas de compresión entre traves prismáticas y traves acarteladas (MacLeod y Houmsi, 1994)

Como resultado de este trabajo experimental, se propuso determinar la contribución en la resistencia a cortante que proporciona el concreto, V_{cR} , y que tiene como base la ecuación propuesta por el código alemán, modificándola por un factor F para proveer una estimación más conservadora:

$$V_{cR} = \left(V_{pc} + \frac{M}{d_{crit}} F \tan \alpha \right) \quad (1.5)$$

En esta propuesta, V_{pc} es la resistencia a cortante del concreto calculada para el peralte mínimo; d_{crit} es el peralte ubicado a 2.7 veces el peralte mínimo a partir del punto de inflexión de una trabe continua hacia el apoyo, M es el momento actuante en la sección crítica y F tiene el siguiente valor:

$$F = 0.27(1 + \tan \alpha) \quad (1.6)$$

1.4.1.5 ARCHUNDIA, TENA-COLUNGA Y GONZÁLEZ (2004-2007)

Se realizó un programa experimental (Archundia 2004, Archundia *et al.* 2005, Archundia *et al.* 2006, Tena-Colunga *et al.* 2007) que pretende proporcionar recomendaciones prácticas para el adecuado diseño de las traves acarteladas de concreto reforzado (TACR). Debido a que los trabajos experimentales previos (Debaiky y El-Niema 1982, El-Niema 1988, MacLeod y Houmsi 1994) utilizaron armados no observados en la práctica mexicana, se decidió estudiar la resistencia a cortante en dichos elementos.

El programa experimental consistió en el ensaye de diez TACR a escala real ante carga monotónica (ocho acarteladas y dos prismáticas). De los diez elementos, cinco carecen de refuerzo transversal y el resto, idénticos a los primeros, fueron provistos de un refuerzo mínimo por cortante. Los ángulos de acartelamiento (α) estudiados fueron 0° , 3.07° , 6.12° , 9.13° y 12.10° . La longitud de las cartelas fue de un tercio del claro efectivo, lo cual es casi una constante en los edificios construidos tradicionalmente en la ciudad de México (Tena-Colunga 1994). En la figura 1.19 se muestra un croquis con las dimensiones generales de las cinco geometrías que dan forma a las TACR estudiadas.

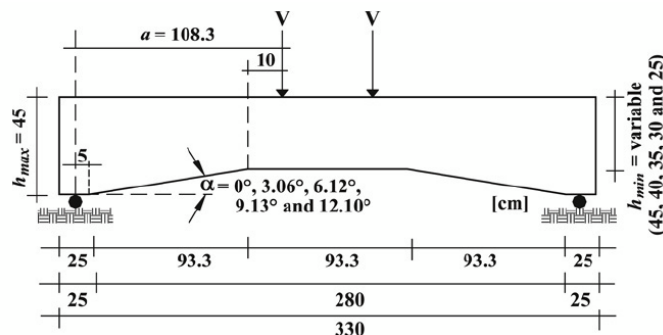


Figura 1.19. Dimensiones generales de los especímenes de prueba (Archundia et al. 2005)

Se aplicaron cargas concentradas monotónicas cerca de los tercios medios de las travesas (vértices), las cuales se ensayaron simplemente apoyadas. Se utilizó este tipo de carga por las siguientes razones: a) que permite tener un claro de corte bien definido en las travesas, y, b) el corte permanece constante en las cartelas, lo que evita introducir una variable extra en los experimentos.

Todos los especímenes se dimensionaron para fallar por corte ($f'_c=250$ kg/cm² y $f_y=4200$ kg/cm²), según las recomendaciones de las NTCC-04 para travesas de sección constante utilizando dos peraltes efectivos: 1) el que corresponde al peralte mínimo, y 2) el que se ubica a un peralte del apoyo. A las cinco travesas con refuerzo transversal se les proveyó un refuerzo mínimo en función del peralte del apoyo, como también establecen aún las NTCC-04, que consistió en estribos de dos ramas del #2.5 ($A_v=0.98$ cm²) espaciados a cada 18.5 cm en el claro de corte. Además, en los vértices se colocó un refuerzo transversal local para tomar la componente vertical que introduce el cambio de dirección del acero longitudinal inferior. En las travesas sin refuerzo por corte, sólo se utilizaron cuatro estribos para sujetar las varillas longitudinales. El armado longitudinal de los diez especímenes de ensayo fue el mismo en todos los elementos y fue continuo en toda su longitud siguiendo la geometría de las travesas (figura 1.21), de esta manera el acero del lecho inferior fue de 4#8 ($A_s=20.26$ cm²) y el acero del lecho superior de 3#8 ($A_s=15.20$ cm²).

Durante el ensayo de las TACR, se identificaron tres cortes característicos: 1) el que ocasionó el primer agrietamiento diagonal, V_{cr} , 2) el que se consideró como corte último, V_u , y 3) el corte de colapso, $V_{colapso}$.

Un aspecto relevante del daño observado, es que el agrietamiento diagonal no se caracterizó por una sola grieta como en las travesas prismáticas, sino que más bien las TACR presentaron la capacidad de redistribuir el daño en todo el claro de corte (longitud de la cartela).

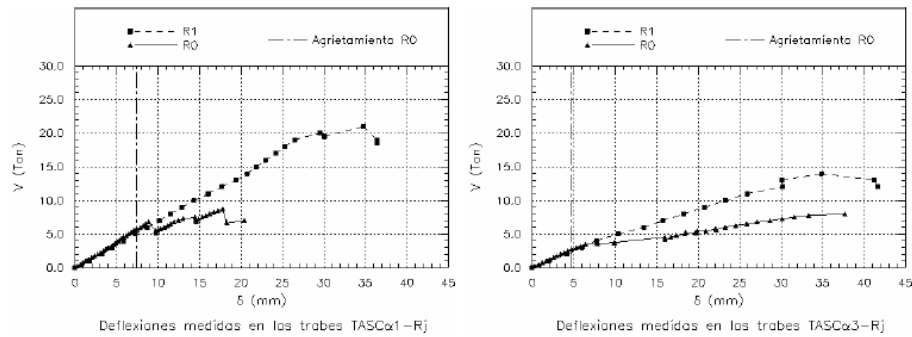
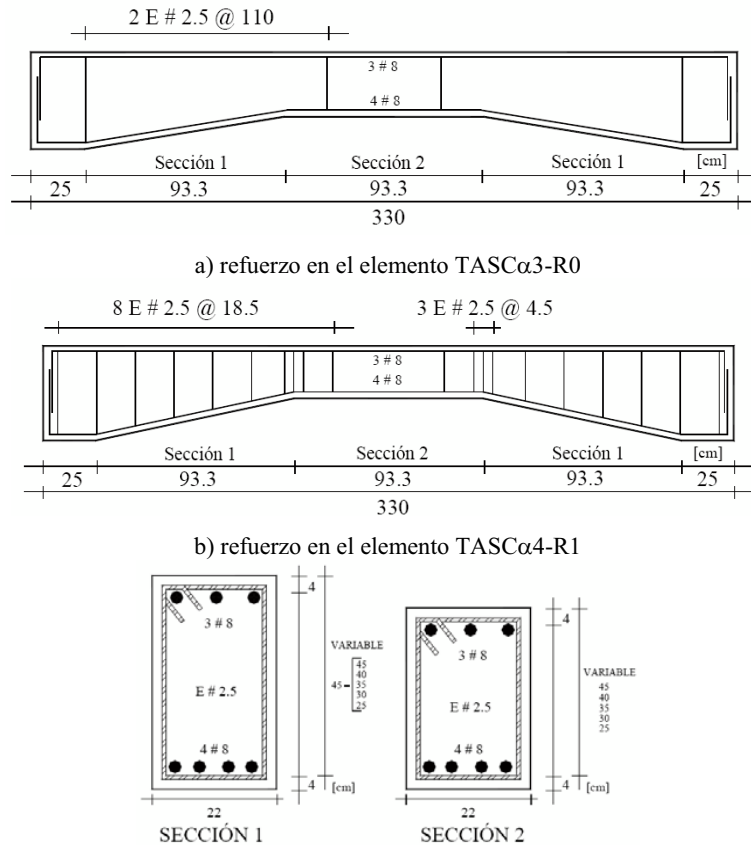


Figura 1.20. Gráficas V - δ al centro del claro, a) $\alpha = 3.07^\circ$ (derecha), b) $\alpha = 9.13^\circ$ (izquierda) (Archundia et al. 2005)

En este estudio se observó que al comparar el comportamiento de las trabes con y sin estribos del mismo acartelamiento el refuerzo transversal tiene menor contribución en la resistencia a cortante al aumentar el ángulo de acartelamiento, además se observó que la presencia de estribos no modifica la rigidez inicial de las TACR (figura 1.20).



c) Secciones transversales típicas en zona de cartela y zona prismática.

Figura 1.21. Detalle de los elementos ensayados

A partir de los ensayos, se propuso una ecuación para calcular la resistencia a cortante de TACR sometidas a carga monotónica (Tena-Colunga *et al.* 2007). Esta formulación mejora la predicción al comparar con otras propuestas realizadas a partir de evidencia experimental (Debaiky y El-Niema 1982, Stefanou 1983, El-Niema 1988, MacLeod y Houmsi 1994, Archundia *et al.* 2004, 2005), o formuladas de consideraciones puramente analíticas (Park y Paulay 1998, Nielson 1999 y 2004, MacGregor y Wight 2005, y Dilger y Langorh 1997).

Esta resistencia se obtuvo a partir de enfoque clásico que determina la resistencia nominal a cortante, V_n , como la suma de las contribuciones del concreto, V_{cr} y del acero de refuerzo transversal, V_{sR} . Las ecuaciones tienen el formato que prevalece en las NTCC-04 y en el reglamento ACI 318.

De esta manera, se propuso:

La resistencia nominal a cortante de las TACR, V_{nTA} , es la contribución de concreto, V_c , y la del refuerzo transversal, V_s (ecuación 1.7).

$$V_{nTA} = V_c + V_s \quad (1.7)$$

La contribución del concreto se calcula con las ecuaciones 1.8 a 2.2.

$$V_c = V_{pc} - \frac{M_{cr}}{d_{cr}} \tan \alpha \quad (1.8)$$

En la ecuación 1.8, α es positivo cuando el peralte crece en la dirección del apoyo, y M_{cr} tiene el signo del momento actuante en el peralte crítico, d_{cr} (Apéndice B). La contribución del concreto se estima, a partir de regresiones experimentales (figura 1.22), como:

$$V_{pc} = \left(0.5\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_u d_{cr}}{M_u} \right) b d_{cr} \quad (1.9)$$

Para la ecuación 1.9, V_u y M_u son el cortante y momento actuantes en d_{cr} , y ρ_w es la cuantía de refuerzo longitudinal a tensión.

$$d_{cr} = d_{min} [1 + 1.35 \tan \alpha] \leq \left[\left(\frac{h_{max} h_{min} - h_{max}^2}{2l_c} + h_{max} \right) - r \right] \quad (1.10)$$

Para vigas sin refuerzo transversal, se obtuvo, a partir de regresiones experimentales (figura 1.21):

$$M_{cr} = 0.15 M_n (1 - 2.5 \tan \alpha) \quad (1.11)$$

Y, para vigas con refuerzo transversal (figura 1.23):

$$M_{cr} = 0.5M_n(1 - 1.6 \tan \alpha) \quad (1.12)$$

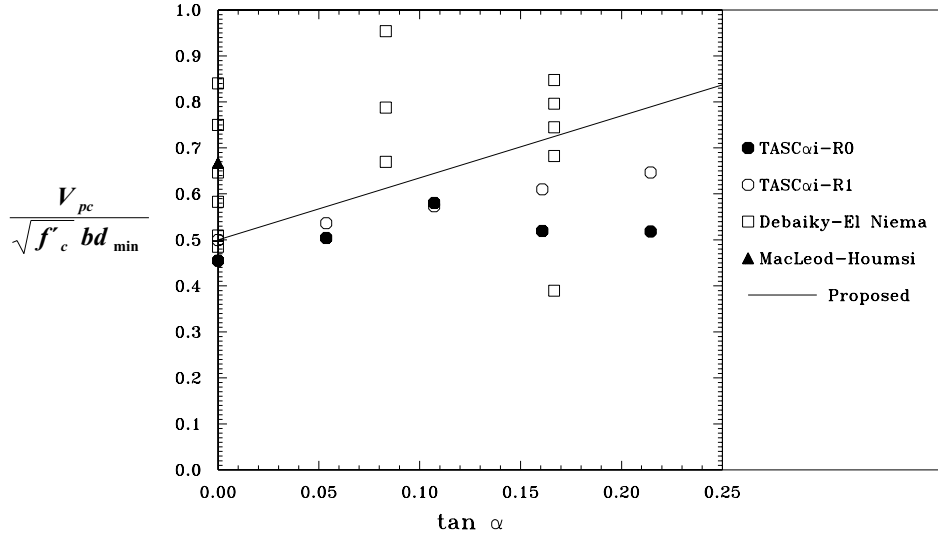


Figure 1.22 Contribución del concreto (Tena-Colunga et al. 2007)

En las ecuaciones 1.11 y 1.12 M_n es la resistencia nominal a flexión en la sección crítica (d_{cr}).

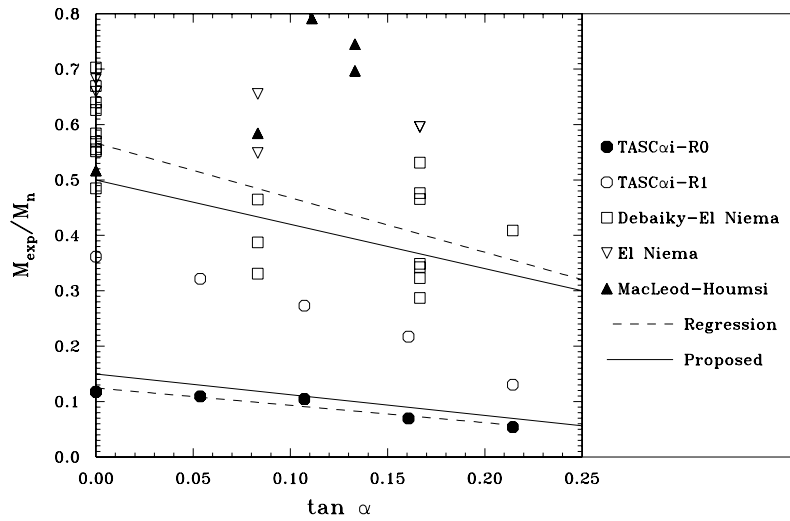


Figure 1.23 Contribución indirecta del refuerzo inclinado (Tena-Colunga et al. 2007)

La contribución del refuerzo transversal se calcula con la ecuación 1.13, que se obtuvo de incluir la evidencia experimental de que el ángulo que forma la grieta por cortante con respecto a un plano horizontal (θ) se modifica con respecto al ángulo de acartelamiento α (figura 1.24), y para fines prácticos, se puede calcular como:

$$V_s = \frac{A_v f_{yv} d_{cr}}{s \tan(45 - \alpha)}$$

(1.13)

En la ecuación 1.13, A_v es el área de las ramas de los estribos separados una distancia, s , y f_{yv} es el esfuerzo de fluencia de este refuerzo. En la ecuación 1.10, r corresponde al recubrimiento del acero longitudinal y l_c , la longitud de la cartela. El resto de los términos de las ecuaciones 1.7 a 1.13 ya han sido definidos en la figura 1.19.

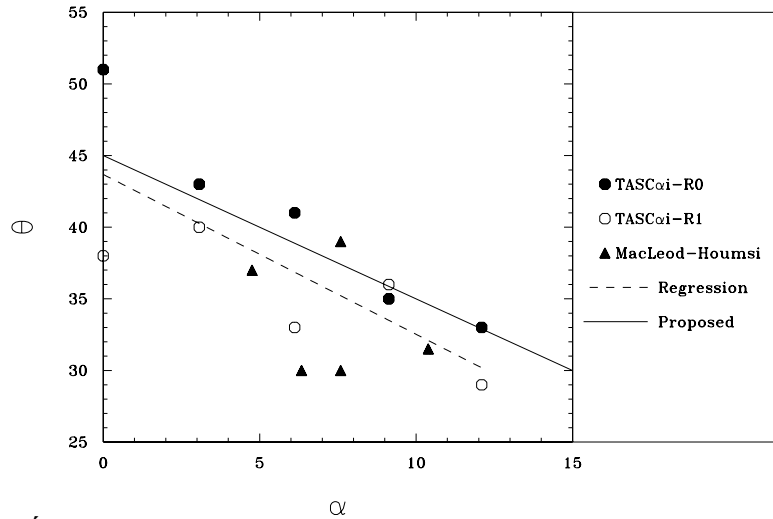


Figura 1.24. Ángulo de inclinación medido de la grieta principal de cortante con respecto a un eje horizontal (θ) vs el ángulo de acartelamiento (α) (Tena-Colunga et al. 2007)

Los resultados más relevantes de este trabajo son:

- Se presentó una ecuación congruente para determinar el cortante nominal resistente en las traveses acarteladas tomando en cuenta un peralte crítico y considerando el cortante adicional que introduce el acero inclinado a tensión (ecuaciones 1.7 a 2.3). La ecuación propuesta obtiene las mejores correlaciones con los resultados experimentales de todas las traveses acarteladas previamente ensayadas (Debaiky y El-Niema 1983, El-Niema 1988, MacLeod y Houmsi 1994) de geometría similar a las ensayadas por Archundia *et al.* (2005), como se demuestra en Tena-Colunga *et al.* (2007)
- La geometría de las TACR modifica el comportamiento en comparación con las traveses de sección constante; al permitir una mejor distribución del daño en el claro de cortante, el cual se debió al mecanismo de arco formado.
- Las traveses acarteladas poseen mayor capacidad de deformación a cortante que las traveses prismáticas; sin embargo, presentan una menor resistencia a cortante que las traveses prismáticas.

- La resistencia última a cortante en las trabes acarteladas depende del ángulo de acartelamiento, particularmente de tres parámetros: 1) la contribución del concreto, V_{pc} , 2) la contribución de la fuerza vertical introducida por la inclinación del refuerzo longitudinal y 3) la contribución del refuerzo transversal.

1.4.2 ENSAYES ANTE CARGAS CÍCLICAS

Recientemente, se han iniciado trabajos experimentales sobre trabes acarteladas de concreto reforzado sujetas a cargas cíclicas para evaluar el comportamiento a cortante; dichos trabajos son la continuación de los ensayos ante cargas monotónicas reportadas por Archundia *et al.* (2005).

El reporte aquí citado es un antecedente de los ensayos cíclicos (Grande 2005, Archundia *et al.* 2007), del que forma parte esta tesis y que en capítulos posteriores será tratado con mayor detalle el reporte de cinco TACR con refuerzo mínimo a cortante.

1.4.2.1 ARCHUNDIA, GRANDE, TENA-COLUNGA Y GONZÁLEZ (2005-2007)

Este trabajo presenta y discute los resultados experimentales del ensayo de cinco trabes acarteladas sin refuerzo transversal sometidas a cargas reversibles. La serie de ensayos mostró que las cartelas modifican la falla frágil por cortante típica de los elementos de sección constante; así como también que el aumento del acartelamiento influye en parámetros estructurales importantes, tales como resistencia, capacidad de deformación, rigidez, índice de daño y otros.

Estos elementos son idénticos en dimensiones y armado a los reportados por Archundia *et al.* (2004, 2005). Los especímenes cubren uniformemente un intervalo de cero a doce grados de acartelamiento, α , y tienen las dimensiones generales mostradas en la figura 1.25.

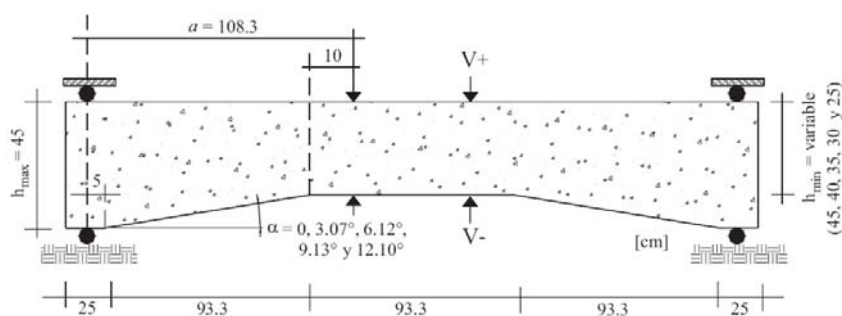


Figura 1.25. Dimensiones generales y aplicación de carga (Archundia *et al.* 2007)

Las cargas aplicadas y reacciones actuaron sobre placas de acero de 10 cm de ancho colocadas en las vigas. Además, y con la finalidad de uniformizar las fuerzas externas sobre la superficie de contacto, se colocó una capa de neopreno entre el elemento y las placas.

Se respetaron los armados de los elementos ensayados con carga monotónica, los cuales presentaron falla por cortante. Como en este caso la carga fue reversible, se revisó que la capacidad a momento negativo también fuera superior a la resistencia a cortante, esta última se verificó con las ecuaciones 1.7 a 1.13 (Tena-Colunga *et al.* 2007).

La designación de los especímenes se realizó con la nomenclatura adoptada para los ensayos monotónicos, a la cual se le adicionó la letra *c* para especificar que son ensayos cíclicos. De esta manera, el elemento TASC α 3-R0-c identifica al elemento con un acartelamiento de 9.13°, diseñado para fallar a cortante, con refuerzo longitudinal inclinado continuo, carente de refuerzo transversal y ensayado con cargas cíclicas reversibles (figura 1.26).

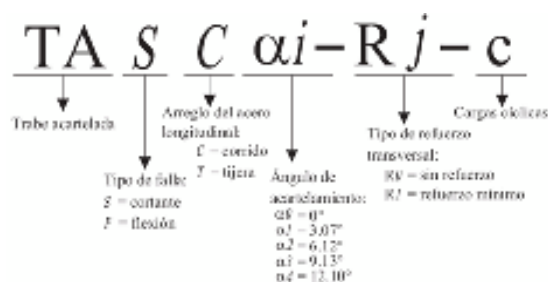


Figura 1.26. Criptograma de identificación

Los experimentos se controlaron por el desplazamiento medido en el centro del claro, δ . Los incrementos de desplazamiento entre cada ciclo fueron de 3 mm, los cuales, según los resultados de los ensayos monotónicos, permitirían capturar los estados del primer agrietamiento diagonal y falla. Por cada ciclo, se hizo una repetición con la finalidad de evaluar las variaciones de parámetros estructurales importantes, tales como la degradación de resistencia y rigidez, absorción de energía, amortiguamiento viscoso equivalente, y el índice de daño. En la figura 1.27 se ilustra la historia de carga utilizada en todos los ensayos, donde las deflexiones positivas indican que la carga se aplica hacia abajo.

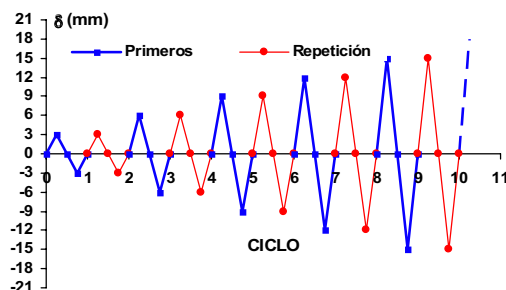


Figura 1.27. Patrón de desplazamientos (Grande 2005, Archundia et al. 2007)

En la figura 1.28 se muestran las curvas de histéresis de la cartela donde se presentó la falla por cortante. Las curvas se presentan a una misma escala para observar el efecto del ángulo de acartelamiento en la respuesta. La convención de las graficas es la siguiente: para V+ (fuerza cortante hacia abajo) y Δ las traves están sujetas a compresión en la parte superior y tensión en la parte inferior, y para V- (fuerza cortante hacia arriba) y Δ las traves están sujetas a tensión en la parte superior y compresión en la parte inferior.

Para cada una de las traves se obtuvieron las deflexiones asociadas al primer agrietamiento diagonal, Δ_{agr} , a la falla o último, Δ_u , y colapso Δ_{clps} , así como los respectivos cortantes de la cartela donde se presentó la falla (V_{agr} , V_u y V_{clps}).

Durante la prueba se observó la aparición de la primera grieta inclinada (figura 1.29a). Por la experiencia adquirida en los ensayos monotónicos previos, se prestó atención en las zonas de los vértices, ya que en esa zona se presentó el primer agrietamiento diagonal. Generalmente, el primer agrietamiento diagonal se presentó en la deflexión pico del semiciclo positivo del tercer ciclo de carga, es decir, a deflexiones de 6 mm en el centro del claro.

El agrietamiento último o de falla se asoció con la aparición de la primera grieta diagonal frágil, súbita e importante (figura 1.29b). La falla por cortante siempre se presentó del lado donde ocurrió el primer agrietamiento diagonal, durante un semiciclo positivo impar. En general, este estado se asocia con una disminución drástica de la rigidez de ciclo, y con un abrupto incremento en la energía histerética y en el amortiguamiento viscoso equivalente.

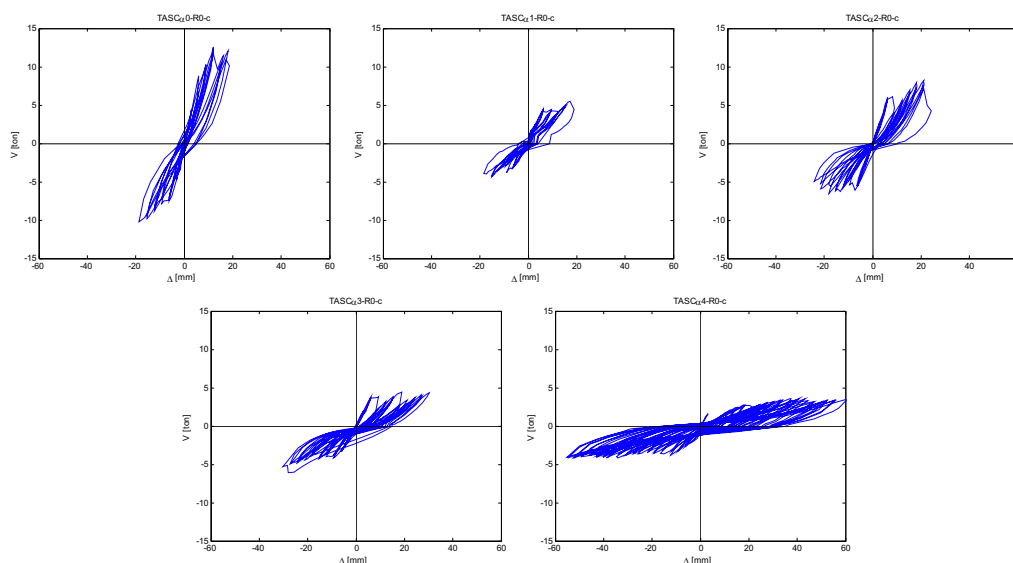


Figura 1.28. Curvas de histéresis de los elementos TASC α j-R0-c

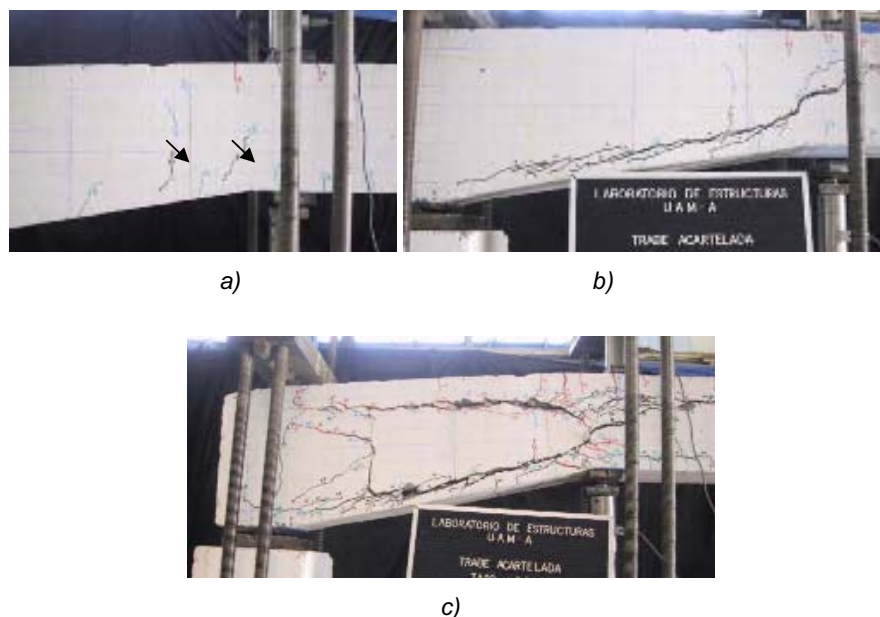


Figura 1.29. Estados característicos: a) primer agrietamiento diagonal, b) agrietamiento de falla, y c) colapso. Elemento TASC α 3-R0-c (Grande 2005, Archundia et al. 2007)

Para el agrietamiento de colapso se sabía que una vez alcanzada la falla por cortante se podría presentar una reserva en la capacidad de deformación que pudiera sostener razonablemente la carga, o incluso incrementarla debido al mecanismo de arco y a la habilidad de estos elementos de redistribuir el daño en el claro de cortante. De esta manera, una vez presentada la falla, se continuó con el patrón de desplazamientos hasta que los elementos perdieran la capacidad de carga. Este estado se asocia a un excesivo daño estructural (figura 1.29c).

En la figura 1.30 se muestran las envolventes de los ciclos primeros y de repetición. En las gráficas se indican las deflexiones asociadas al primer agrietamiento diagonal y falla; así como la resistencia a cortante monótonica esperada (V_{nTA}). En las gráficas de la figura 1.30 se observa que, salvo el elemento prismático, ambas envolventes son idénticas hasta la aparición del primer agrietamiento diagonal. También es evidente que, a excepción del elemento TASC α 1-R0-c, la respuesta hasta el primer agrietamiento es prácticamente lineal. A partir del primer agrietamiento diagonal, la envolvente de los ciclos de repetición tiende a ir por debajo de la envolvente de los primeros ciclos.

De acuerdo con Archundia *et al.* (2007), las deflexiones características que se muestran en la tabla 1.1, indican que el acartelamiento no modifica sustancialmente el desplazamiento en el cual se presenta el primer agrietamiento diagonal (aproximadamente 6 mm), y afirma que al aumentar el ángulo de acartelamiento, la capacidad final de deformación, δ_{clps} , también aumenta.

Este fenómeno se atribuye a la capacidad de las TACR de aceptar un daño mayor al que admiten las traveses de sección constante y distribuirlo en las cartelas.

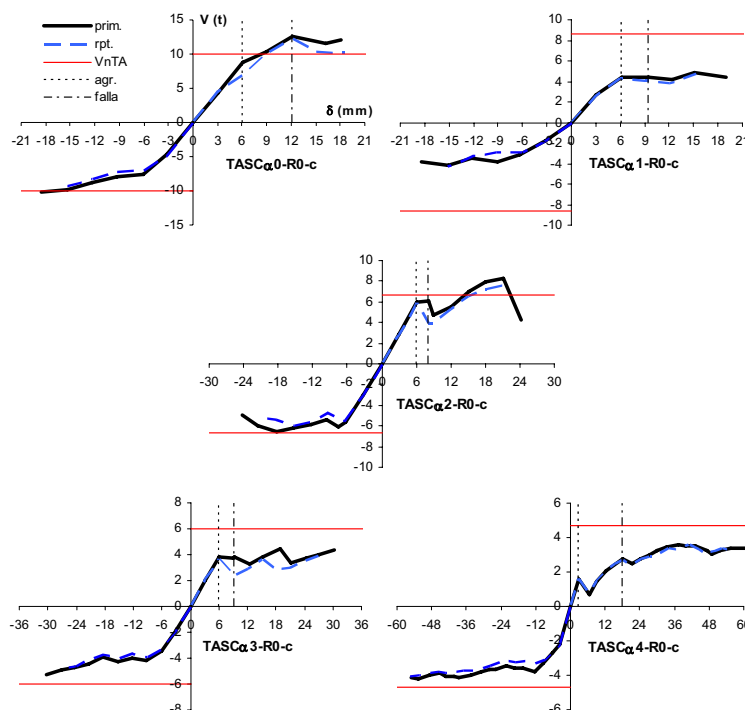


Figura 1.30. Envolventes de las curvas de histéresis (Archundia et al. 2007)

Tabla 1.1 Deflexiones características medidas al centro del claro, mm

Elemento	δ_{agr}	δ_u	δ_{clps}
TASC α 0-R0-c	6.06	12.1	18.10
TASC α 1-R0-c	6.12	9.48	19.00
TASC α 2-R0-c	6.14	8.18 (8.88)*	24.30
TASC α 3-R0-c	6.10	9.22	30.22
TASC α 4-R0-c	3.08	18.14	60.46

*Deflexión pico del semiciclo

En la figura 1.31 se compara la rigidez pico a pico normalizada por la rigidez inicial de los ciclos positivos, K_0 , la cual es la rigidez promedio de los ciclos de histéresis hasta el primer agrietamiento diagonal. Al ocurrir el primer agrietamiento diagonal, la degradación de rigidez no fue considerable; de hecho, el elemento que exhibió una mayor degradación fue el TASC α 1-R0-c, que perdió el 15% de su rigidez inicial. El resto de los especímenes exhibió aproximadamente una pérdida del 5% de las propiedades iniciales.

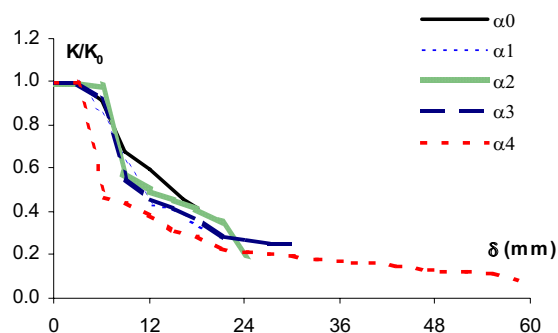


Figura 1.31. Rigidez pico a pico normalizada (Archundia et al. 2007)

De acuerdo con Archundia *et al.* (2007), la degradación de rigidez al momento de la falla tiende a aumentar con el aumento del acartelamiento. Son notorios dos casos: 1) de cero a nueve grados de acartelamiento la rigidez remanente es del orden del 60% de la inicial y, 2) en el elemento con doce grados de acartelamiento la degradación de rigidez es mayor, ya que solamente se conserva un 30% de las propiedades elásticas.

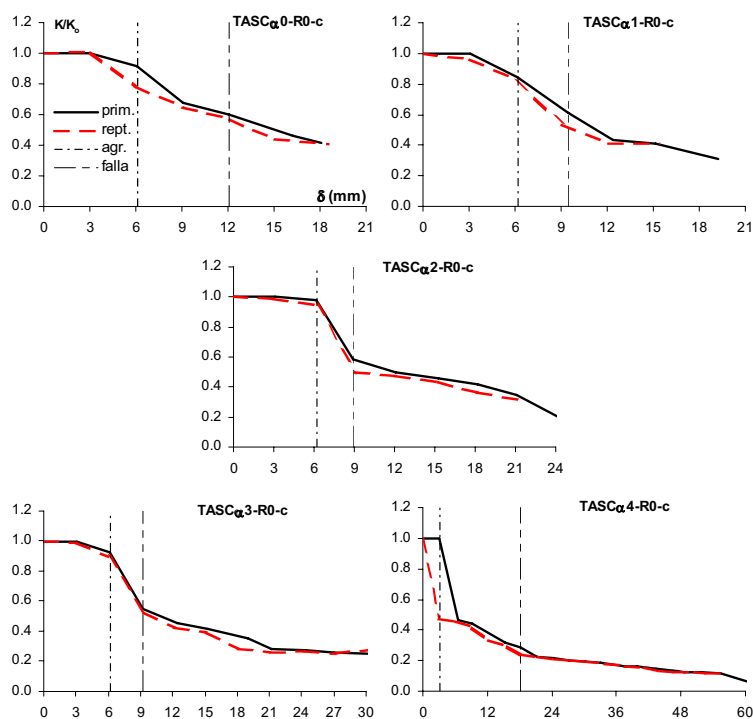


Figura 1.32. Efecto de la repetición de demandas en la rigidez (Archundia et al. 2007)

En la figura 1.32 se muestra la evolución de la rigidez para los primeros ciclos y los de repetición. Ambas respuestas tienen la misma tendencia, pero se observa que es notoria una degradación de la rigidez en los ciclos de repetición, principalmente a partir del primer

agrietamiento diagonal. Este fenómeno se asocia con el agrietamiento del concreto, el cual, al no tener una plasticidad perfecta, pierde sus propiedades cuando éste se presenta.

Otro parámetro estudiado en esta investigación fue la disipación de energía, observándose que una vez ocurrido el primer agrietamiento diagonal, y hasta poco antes de la falla, la tendencia es que la energía requerida para cumplir la demanda de desplazamiento es mayor en los primeros ciclos que en los ciclos de repetición. Este comportamiento es congruente con el concepto de ablandamiento del concreto, además que también explica lo observado en los experimentos, es decir, que durante los ciclos de repetición, no se generara más agrietamiento o se extendiera el ya existente, si no que más bien, solamente se ensancharan las grietas ya formadas. También es notorio en algunos elementos un súbito incremento de energía en el instante en que se formó la grieta de falla (figura 1.33).

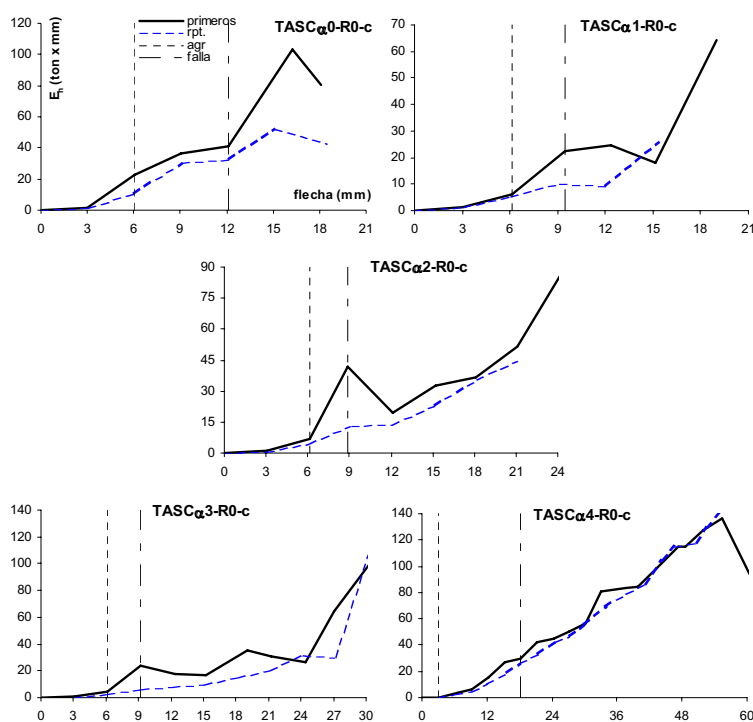


Figura 1.33. Energía histerética por ciclo, E_h (Archundia et al. 2007)

En la figura 1.34 se compara la energía histerética acumulada para los cinco elementos, observándose que entre mayor es el grado de acartelamiento existe una mayor capacidad de energía histerética; es decir, las TACR permiten acomodar un mayor número de ciclos y desarrollar la capacidad energética mayor al de una trabe prismática.

En esta investigación también se analizó el amortiguamiento viscoso equivalente de las trabes ensayadas (figura 1.35). Como se ha mostrado con otros parámetros, las gráficas separan la respuesta para los ciclos primeros y de repetición. También, y como referencia, se señala cuando $\xi_{eq} = 5\%$, ya que este valor es el que comúnmente se utiliza para el

modelado de estructuras de concreto y en la construcción de espectros de respuesta para diseño sísmico.

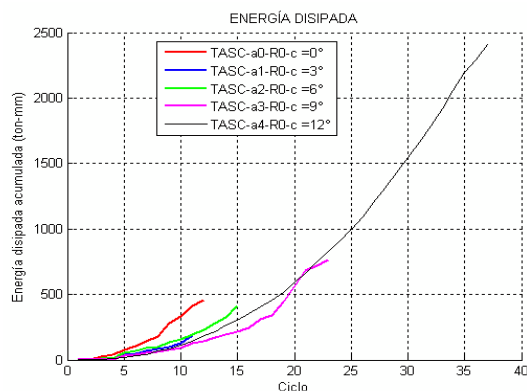


Figura 1.34. Energía histerética acumulada, EH

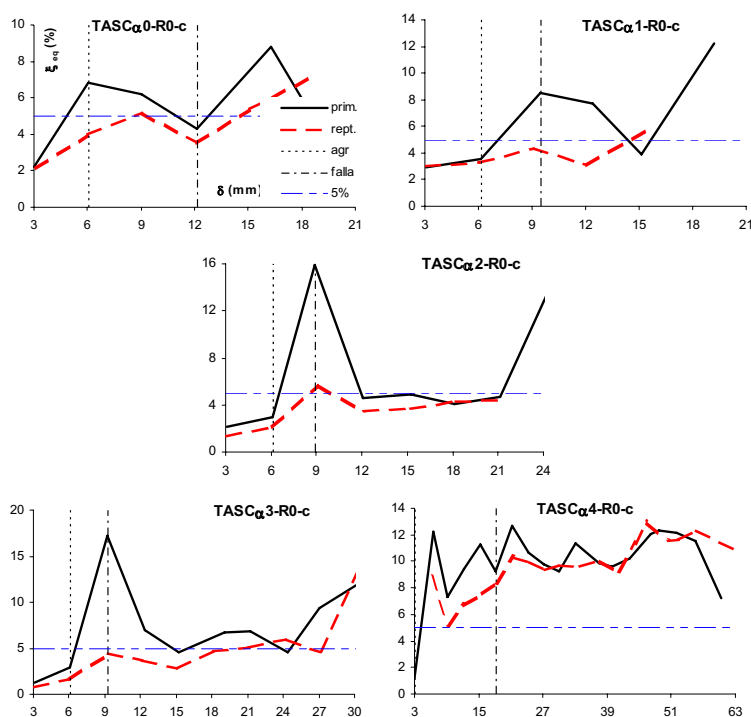


Figura 1.35. Amortiguamiento viscoso equivalente, ξ_{eq} (Archundia et al. 2007)

De acuerdo a lo expuesto por Archundia *et al.*(2007) de las gráficas de la figura 1.35 se observa que en los elementos con tres, seis y nueve grados de acartelamiento, el mayor valor del amortiguamiento se presentó en la falla. Para este estado, se observa que los valores son superiores al 5% de referencia, pero al continuar la prueba este valor disminuye, y como en el caso de los elementos TASC α 2-R0-c y TASC α 3-R0-c, se

estabiliza en valores cercanos al 5%. En el elemento prismático se presentó un mayor amortiguamiento en la aparición del primer agrietamiento diagonal y no en la falla, pero también se observa que entre estos dos estados, el amortiguamiento en los ciclos de repetición no sigue el patrón de los ciclos primeros, sino que más bien tiende a incrementarse, hasta que decrece un poco antes de la falla. También se confirmó que un valor de $\xi_{eq} = 5\%$ es adecuado para traveses de sección constante.

Además, se observó que el elemento TASC α 4-R0-c presentó un comportamiento que no sigue las tendencias de los demás elementos provistos con cartelas. Este espécimen presentó un amortiguamiento mayor a la referencia del 5% en prácticamente toda la prueba.

Algunas de las observaciones más relevantes de este trabajo son:

- A partir de los resultados experimentales se observa que la geometría de las traveses modifica el desempeño estructural en comparación con lo ampliamente observado en elementos de sección constante, en resumen: el aumento del acartelamiento modifica la falla frágil del agrietamiento diagonal, incrementa la capacidad de deformación al colapso, permite acomodar un mayor número de ciclos y, por consiguiente, se mejora la capacidad de absorber energía.
- Del análisis de los resultados experimentales del elemento con acartelamiento de doce grados se aprecia que, a pesar de la gran disipación de energía que mostró, pierde rápidamente sus propiedades iniciales, por lo que, y a falta de mayor evidencia, proponer acartelamientos de hasta nueve grados es lo más recomendable.
- La resistencia a cortante para las TACR (contribución del concreto), en la falla, es en promedio un 20% menor a la esperada para carga monotónica, pero esta diferencia disminuye gracias a la reserva que proporciona el mecanismo de falla de las TACR. La disminución de la resistencia se asocia a la degradación del concreto magnificada por las cargas reversibles.
- Al emplear el índice de daño de Park y Ang, para calificar el daño en vigas sin refuerzo transversal que presentan falla frágil, se observó que, en términos generales, los límites propuestos para daño reparable y no reparable son adecuados para elementos de sección constante. En el caso de las TACR se recomiendan los siguientes valores: 0.4 para el primer agrietamiento diagonal, 0.6 para la falla por cortante (elemento reparable) y 2 para el colapso (elemento no reparable).

1.5 INFORMACIÓN EN LIBROS ESPECIALIZADOS

La información existente sobre traveses acarteladas es muy reducida. Existen pocos libros de diseño estructural de elementos de concreto que tratan este tema en particular.

1.5.1 REGAN Y YU (1973)

Regan y Yu (1973) establecen que en una viga acartelada, la componente vertical principal de tensión o compresión resiste una parte de la fuerza transversal externa.

Establecen que si la resistencia a cortante disminuye en la dirección que disminuye el peralte, la sección más crítica en las trabes acarteladas esta cercano a los apoyos. En este sentido para la falla a cortante, la primera localización crítica es generalmente aquella que ocurre cercana al apoyo, mientras que para la resistencia después de que ocurre la falla a cortante, la posición crítica esta arriba de la grieta que llega al soporte (figura 1.36).

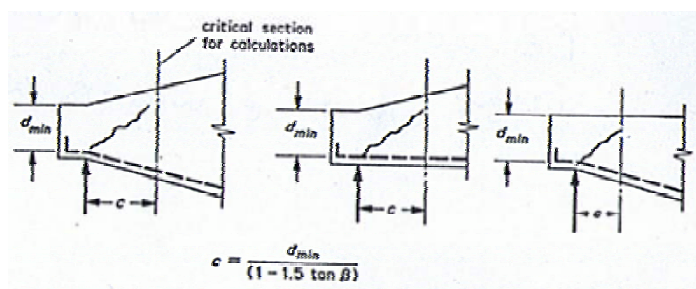


Figura 1.36. Sección crítica para trabes acarteladas (Regan y Yu 1973)

Basándose en los ángulos de acartelamiento, proponen la distancia de la sección crítica en la que se han de realizar los cálculos para determinar la resistencia a cortante última (fórmula descrita en el trabajo de Stefanou de 1983 y recomendada por el código ruso):

$$c = \frac{d_{\min}}{(1 - 1.5 \tan \beta)} \quad (1.14)$$

1.5.2 MACGREGOR (1988)

Este libro menciona como actúan e influyen las fuerzas internas en un elemento acartelado reduciendo el cortante resistente (figura 1.37) y parte de este equilibrio de fuerzas para representar la acción de dichas fuerzas con una fórmula sencilla para calcular el cortante resistente en una viga de sección variable (fórmula descrita en el trabajo de MacLeod y Houmsi en 1994 y recomendada en el código alemán):

$$V = V_R + C \tan \alpha_C + T \tan \alpha_T \quad (1.15)$$

donde V_R es la fuerza cortante resistente reducida por los estribos y el concreto sustituyendo $C = T = M / jd$ y $\alpha = \alpha_C + \alpha_T$ se tiene:

$$V_R = V \pm \frac{|M|}{jd} \tan \alpha \quad (1.16)$$

donde M representa el momento en valor absoluto y α es positivo si el brazo de palanca jd aumenta en la misma dirección que M aumenta.

Por lo tanto, basándose en el esfuerzo cortante supuesto para una trabe prismática, el esfuerzo cortante para una trabe acartelada sería:

$$v = \frac{V_R}{b_w d} \quad (1.17)$$

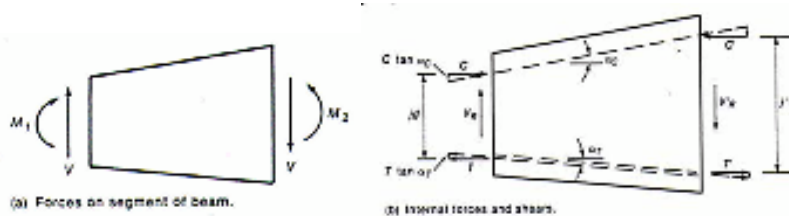


Figura 1.37. Fuerzas internas en un elemento acartelado (MacGregor 1988)

1.5.3 PARK Y PAULAY (1997)

En este libro se establece que cuando el peralte de una trabe varía a lo largo de su longitud, la magnitud de la fuerza que provoca los esfuerzos cortantes es afectada por las fuerzas internas debidas a flexión, por lo que se modifica el cortante, V_{ef} , con el que debe diseñarse (figura 1.38).

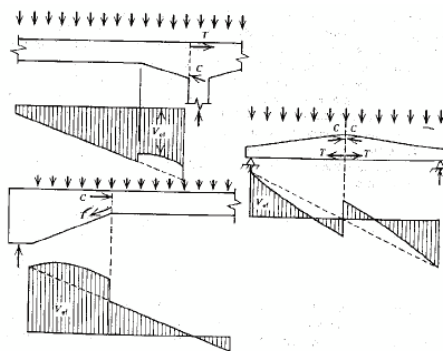


Figura 1.38. Variación del cortante efectivo, V_{ef} , en traves acarteladas que soportan cargas uniformemente distribuidas (Park y Paulay 1997)

Este cambio en el cortante de diseño es ocasionado por alguna de las componentes tanto del acero como del concreto, dependiendo de la inclinación de la cartela, que introducen una componente vertical que puede disminuir o aumentar el cortante. Además, se establece que

el cortante externo sólo se reduce si el peralte del miembro aumenta en la misma dirección en que aumentan los momentos flexionantes.

1.5.4 NILSON (1999)

La propuesta de este autor está basada en los resultados obtenidos por Debaiky y El-Niema (1982). Además, en este texto se reconoce que existe una escasa información experimental referente a estos elementos.

1.6 ESTUDIOS ANALÍTICOS

Existen también estudios analíticos realizados para elementos de sección variable, aquí solo se mencionan algunos y cabe destacar los siguientes trabajos. Tena-Colunga (1996b) presenta un estudio de la eficiencia y la ductilidad de marcos con elementos de sección variable ante carga lateral. Demostró que los marcos con elementos de sección variable requieren de menor cantidad de material que marcos con elementos prismáticos para ser equivalentes en rigidez y resistencia ante cargas laterales, tanto para concreto reforzado como para acero estructural. Además, demostró mediante análisis no lineales en elementos finitos con formulaciones de plasticidad distribuida, que los marcos con elementos de sección variable tienen mejores características de ductilidad ante carga lateral que marcos prismáticos equivalentes.

Tena-Colunga (1996a) definió las matrices elásticas de rigidez bidimensionales y tridimensionales de elementos de sección variable (figura 1.39) basado en la teoría clásica de vigas de Bernoulli-Euler y el método de las flexibilidades, tomando en cuenta las deformaciones axiales y por cortante, así como la forma de la sección transversal. Además, presentó el método en un formato simple que permite que su aplicación directa y/o su implantación en programas de análisis estructural sea sencilla.

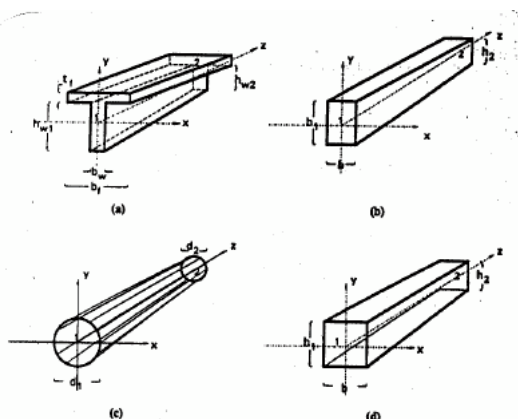


Figura 1.39. Diferentes secciones que se pueden analizar con el método de Tena-Colunga (1996)

Tena-Colunga (2002) propone métodos de análisis elástico que permitan modelar satisfactoriamente a los elementos de sección variable, de manera que se tenga certidumbre

en la determinación de elementos mecánicos, deformaciones y desplazamientos que permitan diseñarlos adecuadamente.

La formulación elástica de elementos de sección variable con base en el método del elemento finito (con elementos finitos elástico-lineales) también ha sido propuesta. Se han realizado estudios basados en programas que utilizan elementos finitos tridimensionales. Balkaya (2001) presentó un estudio de vigas con sección transversal “T” (figura 1.40), donde demuestra que la discontinuidad o variación de la ubicación de su eje neutro elástico a través de su longitud favorece una distribución no lineal de esfuerzos a través de su sección transversal y el acoplamiento de esfuerzos de flexión y carga axial por el efecto que se conoce como acción de arco (Tena-Colunga, 2002).

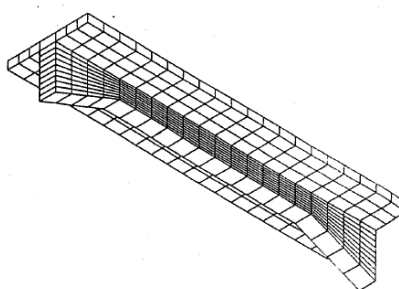


Figura 1.40. Trabes acarteladas con sección transversal “T” analizadas por Balkaya (2001)

Cabe mencionar que dichos estudios analíticos no han sido comprobados con resultados experimentales salvo en el estudio de Archundia *et al.* 2005, que comparó los resultados experimentales con dos métodos para calcular las deflexiones al centro del claro de las trabes acarteladas utilizando elementos tipo viga-columna de sección variable propuesta por Tena-Colunga (1996) y elementos finitos. En el caso del método de elementos finitos, se realizaron modelos matemáticos en el programa SAP2000 para cada uno de los especímenes ensayados. Se seleccionó este programa debido a la aceptación que tiene gracias a su interfaz gráfica. Para ambos métodos se modeló la condición agrietada según las capacidades de cada método y se ignoró la presencia del acero de refuerzo transversal. Al comparar ambos métodos se obtuvieron resultados comparables, pero no ocurrió así al comparar ambos métodos con los resultados experimentales, ya que las flechas calculadas teóricamente son menores a las flechas obtenidas experimentalmente.

CAPÍTULO 2

ALCANCE DEL PROYECTO EXPERIMENTAL

El objetivo de esta investigación fue desarrollar un programa experimental para determinar el comportamiento a cortante de trabes acarteladas de concreto reforzado, ante carga cíclica reversible. Para llevar a cabo dicho objetivo, se analizaron los mecanismos de resistencia a cortante cíclico al cual estarán sujetas las trabes, en especial en las cartelas. Cabe mencionar que la variable principal a considerar en el comportamiento de las trabes acarteladas, es el ángulo de acartelamiento (α). Se estudió el comportamiento que proporcionan los refuerzos transversales en la resistencia y el efecto del confinamiento ante cargas cíclicas. Se estudió experimentalmente las diferencias de comportamiento que presentan las trabes acarteladas en comparación con las prismáticas, así como se compara en capítulos siguientes con lo observado experimentalmente en ensayos previos hechos por Archundia *et al.* 2005, 2007 y Grande 2005.

Lo anterior se justifica tomando en cuenta la escasa información experimental que se tiene sobre el comportamiento a cortante en estos elementos sometidos a carga estática monótona (Debaiky y El-Niema 1982, El-Niema 1988, MacLeod y Houmsi 1994), y aún menos ante carga cíclica reversible (Grande 2005, Archundia *et al.* 2007), así como la omisión de recomendaciones específicas en códigos de construcción para concreto reforzado (RCDF y ACI) para trabes acarteladas (Archundia *et al.* 2002).

Para lograr el objetivo, se construyeron cinco especímenes² que constan de cinco geometrías distintas, los especímenes cubren uniformemente un intervalo de cero a doce grados de acartelamiento, α . La geometría y el arreglo del refuerzo longitudinal se eligieron con base en uno observado en la práctica mexicana y que consiste en tener el acero continuo a lo largo de la trabe y siguiendo la geometría de la misma (Tena-Colunga *et al.*, 2001). Los cinco especímenes cuentan con refuerzo mínimo a cortante, acorde a la propuesta de las NTCC-04 para trabes de sección prismática, el refuerzo mínimo se determinó con base en el peralte del apoyo de las trabes (peralte mayor).

Todos los especímenes se sometieron a cargas cíclicas aplicadas en los tercios medios (figura 1.23), ya que esta condición de carga al igual que lo reportado en ensayos a carga monótona (Debaiky y El-Niema 1982, El-Niema 1988) proporciona un claro de cortante bien definido. También fueron instrumentados todos los especímenes. La instrumentación en cada trabe consta de 40 deformímetros eléctricos y tiene como razón principal la de medir la deformación interna que sufre el acero longitudinal y transversal ante la aplicación de las cargas, y la contribución del acero transversal a la viga, entre otros.

² Estos especímenes forman parte del conjunto de ensayos a cargas cíclicas (diez ensayos) y corresponden a los elementos con refuerzo a cortante mínimo y los otros cinco especímenes reportados por Grande 2005, y Archundia *et al.* 2007, a los ensayos sin refuerzo a cortante.

También se valoran las aproximaciones obtenidas con la ecuación de diseño a cortante propuesta por Tena-Colunga *et al.* (2007).

Las enseñanzas de este programa permitirán a mediano plazo elaborar recomendaciones que garanticen el diseño dúctil de trabes acarteladas, al poder prevenir con conocimiento las potenciales fallas de corte ante solicitaciones cíclicas.

En las siguientes secciones se describe detalladamente lo que corresponde a las diferentes etapas del programa experimental.

CAPÍTULO 3

CRITERIOS DE DISEÑO DE LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA

3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los criterios de diseño de las trabes acarteladas y, como se mencionó en el capítulo dos, se pretende entender el mecanismo de la falla a cortante de las trabes acarteladas de concreto reforzado. Es por ello que todos los especímenes de prueba se diseñaron para presentar una falla a cortante en condiciones de carga última. El tipo de armado longitudinal es continuo en ambos lechos; por lo tanto, no se cortó el armado longitudinal del lecho inferior en la zona de transición de zona acartelada a zona prismática, sino doblado conforme a la geometría externa de la trabe. Las estimaciones de resistencia a cortante para cada elemento se obtuvieron de las recomendaciones de acuerdo con Tena-Colunga *et al.* 2007 y de flexión, de las NTCC-04 para trabes de sección prismática respectivamente, como se presenta en la sección 3.6.1.

La geometría es función del ángulo de acartelamiento, α , el cual parte desde un ángulo $\alpha = 0^\circ$ (trabe prismática), hasta un ángulo $\alpha = 12.10^\circ$. Las trabes se construyeron de manera que los tramos acartelados extremos tuvieran una longitud de un tercio del claro efectivo. Esta proporción se ha observado en las nuevas propuestas estructurales que emplean trabes de este tipo (Archundia *et al.* 2005).

3.2 GEOMETRÍA DE LOS ESPECÍMENES

El tamaño de los elementos se fijó con base en la capacidad de carga y maniobras del Laboratorio de Estructuras de la UAM – Azcapotzalco (Archundia *et al.* 2002). Por lo tanto, se tienen elementos cuya longitud total es de 330 cm, con un claro efectivo, l , de 280 cm, el ancho b , es constante para todas las trabes y es de 22 cm. El peralte total máximo, que corresponde a los extremos es siempre $h_{max} = 45$ cm y el que corresponde al tercio medio varía en $h_{min} = 45, 40, 35, 30$ y 25 cm (figura 3.1).

Las cartelas de los elementos se propusieron para que tuvieran una longitud de un tercio del claro efectivo de las trabes, es decir, 93.30 cm. Las cartelas se dispusieron en los tercios extremos del claro efectivo. Se propuso una longitud de apoyo de 25 cm en cada extremo de las trabes; dicha longitud pretende acomodar a los apoyos así como proporcionar una longitud suficiente para evitar problemas de adherencia y anclaje del refuerzo longitudinal.

En la figura 3.1 se muestra un croquis esquemático de las dimensiones de las trabes acarteladas utilizadas en este trabajo.

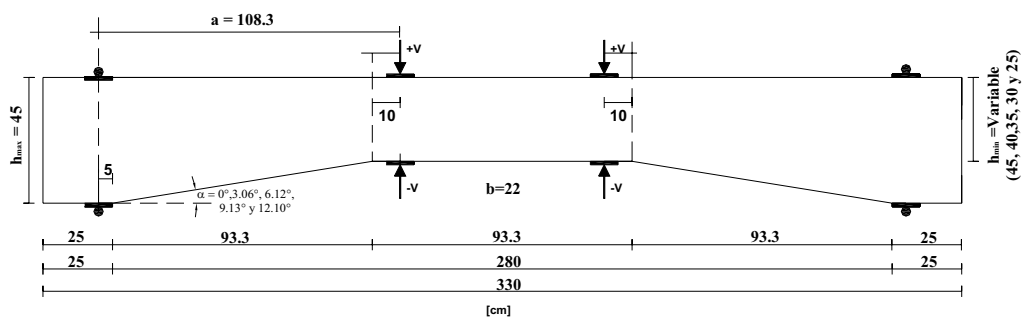


Figura 3.1. Dimensiones generales de los especímenes de prueba

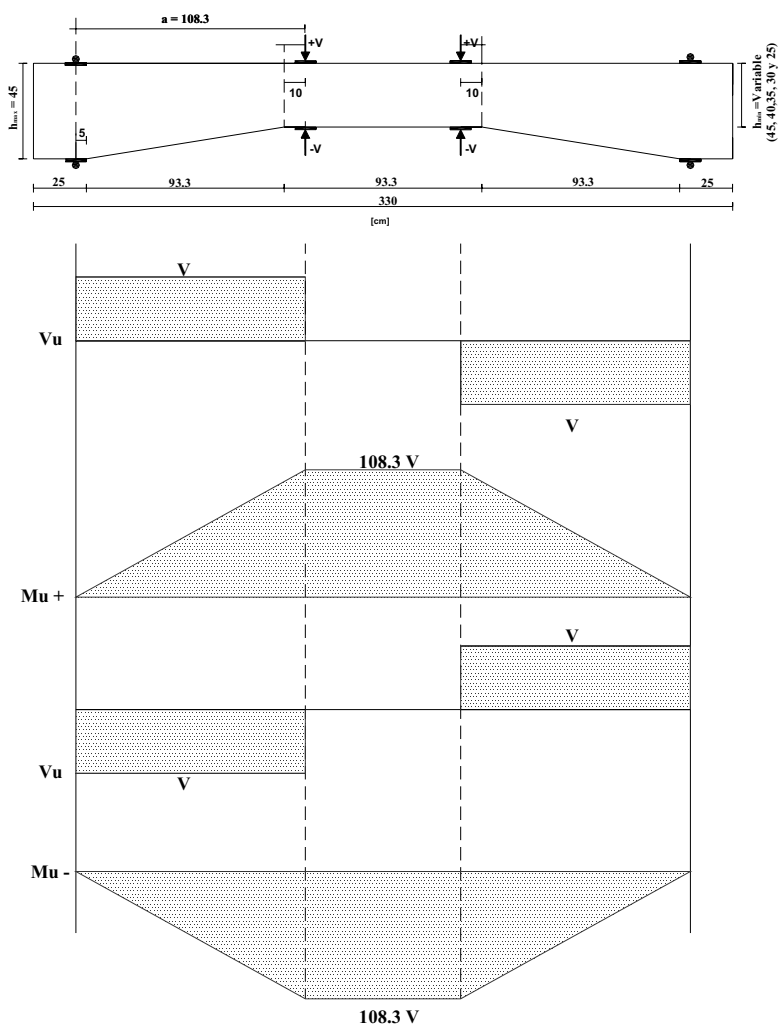


Figura 3.2. Sistema de cargas y elementos mecánicos resultantes

3.3 CONDICIÓN DE CARGA PARA LOS ESPECÍMENES

Las trabes se ensayaron simplemente apoyadas y las cargas reversibles se aplicaron a 10 cm del vértice que se forma en la intersección del tramo acartelado con el tramo prismático hacia el centro del claro (figura 3.1). Las cargas y sus reacciones actuaron sobre placas de acero de 2.54x10x22 cm; además, y con la finalidad de uniformizar la fuerza aplicada sobre la superficie de contacto, se colocó una hoja de neopreno de 0.3 cm de espesor entre el elemento y las placas. Este arreglo de cargas al igual que en los ensayos estáticos reportados por Archundia *et al.* 2005, se prefirió sobre otros, en virtud de que el cortante se mantiene constante en las cartelas, lo que evita introducir una variable adicional en el análisis del comportamiento a cortante de las trabes.

Los apoyos se dispusieron de manera tal que el centroide de la reacción pasara 5 cm antes del inicio de las cartelas, esto con la finalidad de evitar que las cartelas tuvieran cargas concentradas que pudieran causar fallas locales por aplastamiento. La figura 3.2 indica la condición de carga y los diagramas de cortante y momento resultantes. También se puede ver que el claro de cortante, a , es 108.3 cm.

3.4 IDENTIFICACIÓN DE LOS ESPECÍMENES

Para la identificación de cada una de las vigas acarteladas, fue creada la siguiente nomenclatura, figura 3.3 (Archundia *et al.*, 2002). Dicha nomenclatura permite identificar a los elementos según su refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, ángulo de acartelamiento, falla esperada y tipo de carga aplicada.

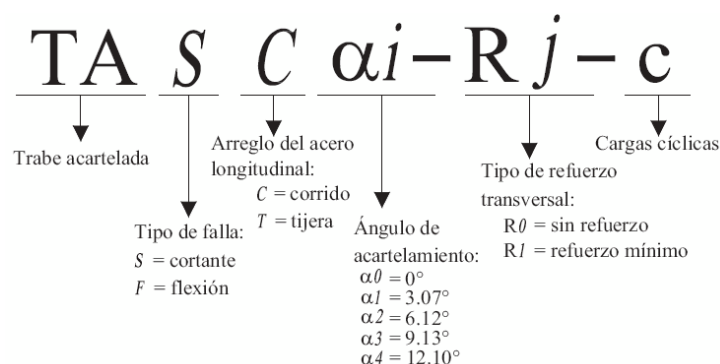


Figura 3.3. Nomenclatura utilizada para identificar los especímenes (Archundia *et al.* 2002)

El significado de la nomenclatura es el siguiente (de acuerdo a la figura 3.3): Las literales **TA**, indican que se trata de trabes acarteladas. La tercera literal **S**, indica el tipo de falla que se espera en el elemento: falla a cortante (del inglés *shear*). La cuarta literal **C**, identifica el arreglo del refuerzo longitudinal, refiriéndose a un arreglo corrido (**C**). Las literales **α_i** , indican que se trata de un indicador-contador de los diferentes ángulos de acartelamiento (α) utilizados en este trabajo experimental. El contador (**i**) adopta los valores siguientes: **0**

para un ángulo $\alpha = 0^\circ$ (trabe prismática), **1** para $\alpha = 3.07^\circ$, **2** para $\alpha = 6.12^\circ$, **3** para $\alpha = 9.13^\circ$ y **4** para $\alpha = 12.10^\circ$.

Las literales séptima y octava **Rj** también funcionan como un indicador-contador, pero en este caso es para el tipo de refuerzo transversal para resistir cortante, (**R**). El contador (**j**) adopta los valores siguientes: **0** para los elementos que sólo tienen cuatro estribos rectangulares, que son los mínimos necesarios para sujetar adecuadamente el acero longitudinal y **1** para los elementos que contienen un refuerzo transversal mínimo por cortante según las NTCC-2004. La novena literal **c**, indica que el elemento se ensayará ante carga cíclica.

3.5 ARMADOS DE LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA

Los armados de los especímenes TASC α i-R1-c fueron idénticos a los especímenes TASC α i-R1 ante carga monotónica propuestos por Archundia (2004). El armado longitudinal en todos los especímenes fue de cuatro varillas de una pulgada de diámetro para el refuerzo inferior ($A_s=20.27 \text{ cm}^2$), y tres varillas del mismo diámetro para el refuerzo superior ($A_s'=15.20 \text{ cm}^2$), el recubrimiento en ambos lechos fue de 4 cm. Todas las varillas tienen en sus extremos ganchos estándar cuya longitud de 30.5 cm. El armado transversal propuesto para los modelos R1 fue de estribos rectangulares de dos ramas del #2.5 ($A_v=0.98 \text{ cm}^2$), a una separación de 18.5 cm (E#2.5@18.5).

En el cambio de dirección del acero longitudinal se colocaron estribos adicionales en la vecindad del vértice (uno a cada lado del estribo de vértice) para resistir la componente vertical que se produce por el cambio de dirección del acero (figura 3.4)

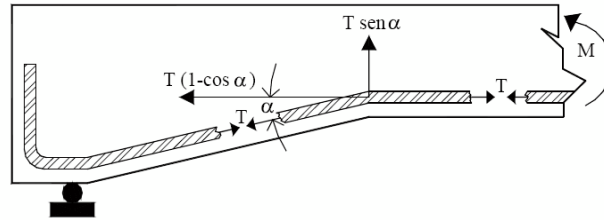


Figura 3.4. Fuerzas inducidas por el cambio de dirección del refuerzo longitudinal (Archundia 2004)

Por lo tanto, el cortante que deben resistir los estribos, V_{ES} , se estimó de la siguiente manera (Archundia 2004):

$$F_{vscd} = A_s f_y \text{sen} \alpha = T_y \text{sen} \alpha \quad (3.1)$$

Donde F_{vscd} es la fuerza vertical producida por el refuerzo longitudinal, y T es la fuerza máxima que se pudo generar en el acero del lecho inferior de los elementos, teniendo un total de 4 varillas del # 8. La separación de los estribos de refuerzo por cambio de dirección en el refuerzo longitudinal, s_{ES} , requerida para el refuerzo en esta zona (figura 3.5), se obtiene de la siguiente ecuación:

$$s_{ES} = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_{ES}} \quad (3.2)$$



Figura 3.5. Refuerzo transversal adicional en el vértice de las trabes

En la tabla 3.1 se muestra una síntesis de los armados, además las figuras 3.6 a 3.10 muestran los croquis de los armados para los cinco modelos ensayados.

Tabla 3.1 Armados de los especímenes de prueba

Trabe	α	Refuerzo flexión		Refuerzo transversal		
		Superior	Inferior	Longitud de cartela	Sección prismática	Vértice
TASCa0-R1-c	0°	3#8	4#8	7E#2.5@ 18.5 cm	2E#2.5@ 18.5 cm	3E#2.5@ 18.5 cm
TASCa1-R1-c	3.07°	3#8	4#8	7E#2.5@ 18.5 cm	2E#2.5@ 18.5 cm	3E#2.5@ 18.5 cm
TASCa2-R1-c	6.12°	3#8	4#8	7E#2.5@ 18.5 cm	2E#2.5@ 18.5 cm	3E#2.5@ 14 cm
TASCa3-R1-c	9.13°	3#8	4#8	7E#2.5@ 18.5 cm	2E#2.5@ 18.5 cm	3E#2.5@ 7.5 cm
TASCa4-R1-c	12.10°	3#8	4#8	7E#2.5@ 18.5 cm	2E#2.5@ 18.5 cm	3E#2.5@ 4.5 cm

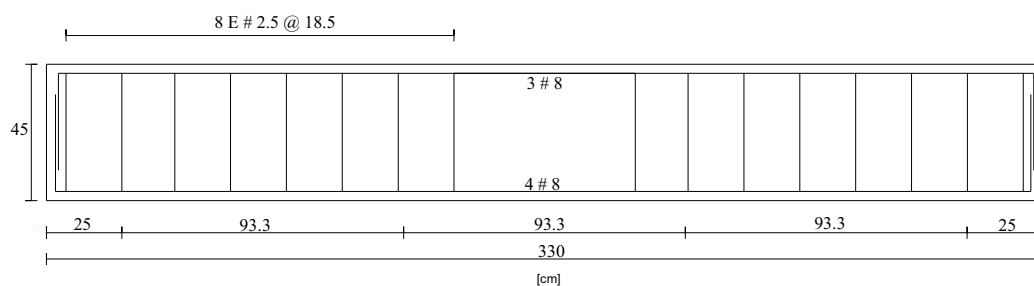


Figura 3.6. Trabe TASCa0-R1-c

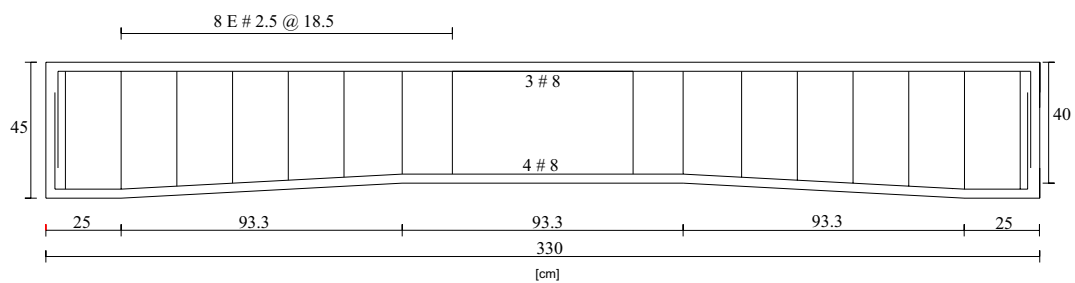


Figura 3.7. Trabe TASCα1-R1-c

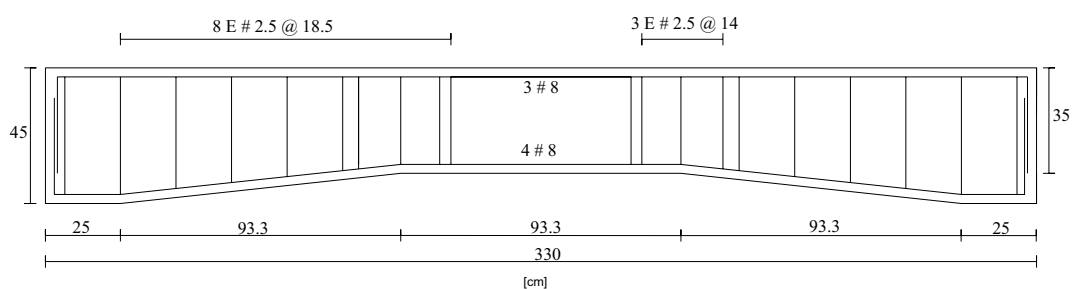


Figura 3.8. Trabe TASCα2-R1-c

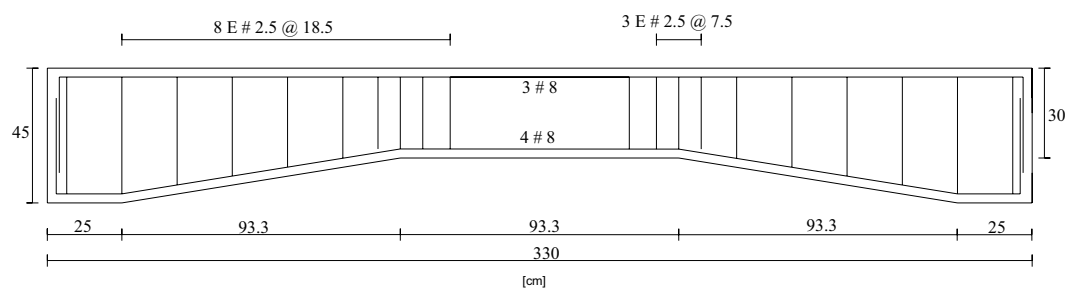


Figura 3.9. Trabe TASCα3-R1-c

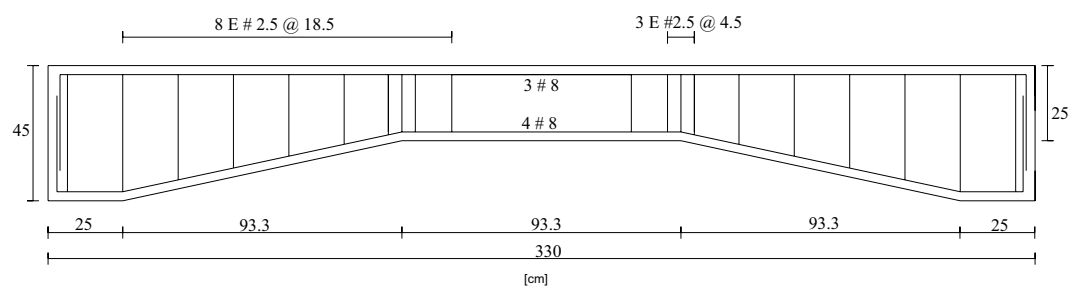


Figura 3.10. Trabe TASCα4-R1-c

3.6 DISEÑO DE LOS ESPECÍMENES PARA OBTENER FALLA A CORTANTE

La filosofía del diseño de los especímenes de prueba es que la falla se produzca por el efecto de la fuerza cortante (Archundia *et al.* 2002). Por lo tanto, el efecto de la flexión no debe ser un factor que influya en la carga última de las trabes acarteladas. Tomando en cuenta las mismas dimensiones y armado utilizado para los especímenes sujetos a carga estática, fue necesario evaluar las resistencias nominales a cortante de los modelos empleados; elementos con refuerzo mínimo a cortante (elementos R1). Una vez determinadas las capacidades nominales a cortante, se prosiguió a calcular los momentos nominales producidos por la carga cíclica (momentos positivos y negativos) de cada espécimen, determinando una carga, la cual debería garantizar que los elementos no fallen a flexión. El cálculo de las resistencias nominales se realizó de acuerdo a las recomendaciones de acuerdo con Tena-Colunga *et al.* 2007 y de flexión, de las NTCC-04 para trabes de sección prismática respectivamente.

Con fines de diseño se utilizó una resistencia índice del concreto a los 28 días f'_c de 250 kg/cm² y un esfuerzo de fluencia del acero longitudinal y transversal f_y de 4200 kg/cm². El cemento utilizado fue el que se conoce como tipo II con puzolanas que es el que comercialmente se encuentra en el mercado. El tamaño nominal del agregado grueso se especificó en 19 mm. Por cada espécimen, se obtuvieron cuatro cilindros de control, para verificar la resistencia real del concreto a los siete, 14, 28 y el día del ensaye de cada uno ³ además de dos viguetas de control.

El acero es igualmente el que se consigue de manera común en el mercado. Asimismo, se realizaron pruebas de tensión a probetas obtenidas del lote de acero con la finalidad de conocer las características mecánicas del acero de refuerzo.⁴

En la figura 3.2 se muestran los elementos mecánicos para el cálculo de las resistencias nominales.

3.6.1 RESISTENCIA A CORTANTE

La resistencia a cortante se determinó con la recomendación de Tena-Colunga *et al.* (2007) para TACR sometidas a cargas monotónicas, V_{nTA} y de acuerdo a las hipótesis de las NTCC-04 para flexión para trabes prismáticas. Tomando en cuenta la contribución del acero, V_s , y del concreto, V_c , la resistencia a cortante para cada trabe, V_{nTA} , esta dada por la ecuación 3.3 (ecuaciones definidas previamente en el capítulo 1):

$$V_{nTA} = V_c + V_s \quad (3.3)$$

La contribución del concreto se calcula con las ecuaciones 3.4 a 3.7

³ En el apéndice A se muestran las resistencias a compresión y módulos de elasticidad obtenidos de los cilindros de control, según las normas NMX-C-083-ONNCCE-2002 y NMX-C-128-1997-ONNCCE.

⁴ En el apéndice A se muestran las propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado acorde a la norma NMX-C-407-ONNCCE-2001.

$$V_c = V_{pc} - \frac{M_{cr}}{d_{cr}} \tan \alpha \quad (3.4)$$

En la ecuación 3.4, α es positivo para este estudio ya que el peralte crece en la dirección del apoyo, y M_{cr} tiene el signo del momento actuante en el peralte crítico, d_{cr} :

$$V_{pc} = \left(0.5\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_u d_{cr}}{M_u} \right) b d_{cr} \quad (3.5)$$

Para la ecuación 3.5, V_u y M_u son el cortante y momento actuantes en d_{cr} , y ρ_w es la cuantía de refuerzo longitudinal a tensión que para este estudio ambas cuantías de refuerzo longitudinal, en su momento, se encuentran a tensión debido a las condiciones de carga.

$$d_{cr} = d_{min} [1 + 1.35 \tan \alpha] \leq \left[\left(\frac{h_{max} h_{min} - h_{max}^2}{2l_c} + h_{max} \right) - r \right] \quad (3.6)$$

y, como se tienen vigas con refuerzo transversal

$$M_{cr} = 0.5 M_n (1 - 1.6 \tan \alpha) \quad (3.7)$$

En la ecuación 3.7 M_n es la resistencia nominal a flexión en la sección crítica (d_{cr}), obtenida de las recomendaciones de NTCC-04 para vigas doblemente armadas.

La contribución del refuerzo transversal se calcula con la ecuación 3.8, donde, A_v es el área de las ramas de los estribos separados una distancia, s , y f_{yv} es el esfuerzo de fluencia de este refuerzo.

$$V_s = \frac{A_v f_{yv} d_{cr}}{s \tan(45 - \alpha)} \quad (3.8)$$

La figura 3.11 muestra las secciones utilizadas para el cálculo de las resistencias en las cuales se tomó en cuenta un recubrimiento de 4 cm.

Para determinar la resistencia a cortante conforme a las ecuaciones 3.3 a 3.8, se tomó en cuenta la condición de carga cíclica, tomando como V_{nTA1} como positivo; es decir, cuando la carga se aplica en la parte superior de la trabe y el acero del lecho inferior de las trabes se encuentra a tensión, y V_{nTA2} como negativo; es decir, cuando la carga se aplica en la parte inferior de la viga y el acero del lecho superior se encuentra a tensión. En el apéndice B se muestran los cálculos de los cortantes nominales de acuerdo a la formulación propuesta por Tena-Colunga *et al.* (2007).

En la tabla 3.2 se enlistan los diferentes especímenes y sus respectivas resistencias nominales calculadas, conforme a las ecuaciones 3.3 a 3.8.

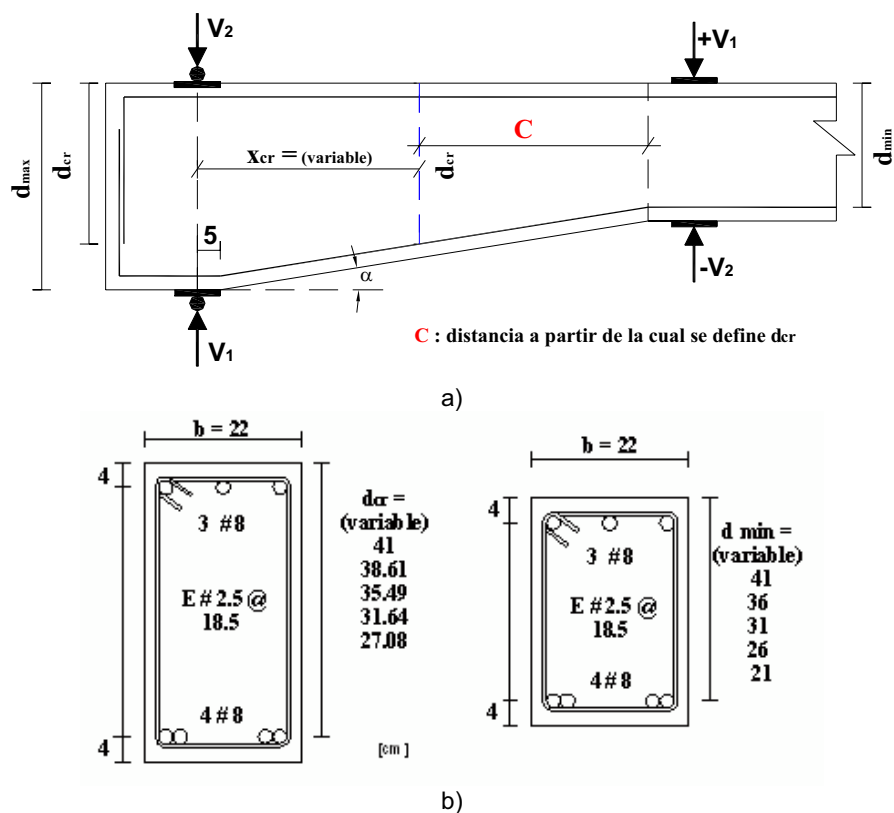


Figura 3.11. Secciones típicas para el cálculo de cortante y momento flexionante, a) ubicación de peraltes y b) sección crítica y sección del tercio central

Tabla 3.2 Resistencia nominal a cortante

Trabe	α	d_{cr} (cm)	Carga 1 (V_1)**		
			V_{c1} (Ton)	V_{s1} (Ton)	V_{nTA1} (Ton)*
TASC α 0-R1-c	0°	41	10.7	9.12	19.82
TASC α 1-R1-c	3.07°	38.61	7.93	9.56	17.49
TASC α 2-R1-c	6.12°	35.49	5.28	9.79	15.07
TASC α 3-R1-c	9.13°	31.64	3.01	9.73	12.74
TASC α 4-R1-c	12.10°	27.08	1.1	9.31	10.41
			Carga 2 (V_2)**		
			V_{c2} (Ton)	V_{s2} (Ton)	V_{nTA2} (Ton)*
TASC α 0-R1-c	0°	41	9.8	9.12	18.92
TASC α 1-R1-c	3.07°	38.61	7.61	9.56	17.17
TASC α 2-R1-c	6.12°	35.49	5.47	9.79	15.26
TASC α 3-R1-c	9.13°	31.64	3.57	9.73	13.3
TASC α 4-R1-c	12.10°	27.08	1.92	9.31	11.23

* Tena-Colunga *et al.*, 2007

** Condición de carga de acuerdo a la figura 3.11a

3.6.2 RESISTENCIA A FLEXIÓN

Para el cálculo del momento nominal⁵ M_n , se tomó en cuenta únicamente el tercio central (zona prismática), donde el peralte efectivo d es constante para cada trabe, además de ser la zona donde se presenta el momento máximo (figura 3.2), considerando lo anterior tenemos la siguiente relación:

$$M_n = 108.3V_f \quad (3.9)$$

donde V_f es la carga asociada al momento nominal resistente y M_n es el momento nominal resistente. Tanto V_f como M_n dependen del lecho de acero a considerar, dependiendo del cambio de momento que ocasiona la carga cíclica. Para el cálculo de M_n se tomaron en cuenta las disposiciones de las NTCC-2004 para vigas doblemente armadas. Para poder garantizar que los elementos fallen a cortante, se debe cumplir la siguiente relación:

$$V_f \geq V_{nTA} \quad (3.10)$$

En las tablas 3.3 y 3.3 se presentan las cargas asociadas a los momentos nominales resistentes para cada trabe y la comparación de cargas debidas al cortante y al momento nominal respectivamente.

Tabla 3.3 Carga asociada al Momento nominal resistente

ELEMENTO	α	dmin (cm)	Momento positivo		Momento negativo		V_f (Ton)
			M_n (Ton-m)	V (Ton)	M_n (Ton-m)	V (Ton)	
TASC α 0-R1-c	0°	41	31.46	29.05	23.90	22.07	22.07
TASC α 1-R1-c	3.07°	36	27.20	25.12	20.71	19.12	19.12
TASC α 2-R1-c	6.12°	31	22.94	21.18	17.52	16.18	16.18
TASC α 3-R1-c	9.13°	26	18.69	17.26	14.32	13.22	13.22
TASC α 4-R1-c	12.10°	21	14.43	13.32	11.13	10.28	10.28

Tabla 3.4 Comparación de resistencias a cortante y momento

ELEMENTO	α	V_{nTA1} (Ton)*	V_{nTA2} (Ton)*	V_f (Ton)
TASC α 0-R1-c	0°	19.82	18.92	22.07
TASC α 1-R1-c	3.07°	17.49	17.17	19.12
TASC α 2-R1-c	6.12°	15.07	15.26	16.18
TASC α 3-R1-c	9.13°	12.74	13.30	13.22
TASC α 4-R1-c	12.10°	10.41	11.23	10.28

* Tena-Colunga *et al.* 2007

⁵ En el apéndice B se muestran los cálculos para la obtención del M_n de acuerdo con las NTCC-04.

De acuerdo con la tabla 3.4 se puede verificar que todos los elementos tendrán una falla a cortante, a excepción del elemento TASC α 4-R1-c, donde por la poca diferencia entre las resistencias calculadas a cortante y flexión, se pudiera presentar una falla simultánea de cortante y flexión o una falla puramente de flexión; observándose que la carga debida a cortante V_{nTA} es mayor que la carga debida a momento V_f no cumpliéndose así la relación (3.10). También puede observarse algo similar con el elemento TASC α 3-R1-c para la segunda condición de carga. Lo anterior se podrá evaluar de acuerdo a las resistencias que se obtengan experimentalmente.

CAPÍTULO 4

PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describe el proceso de construcción de los especímenes. El proceso seguido durante la construcción de los especímenes fue consistente con la práctica actual.

Los especímenes fueron contruidos en el Laboratorio de Estructuras de la UAM-A por alumnos de talleres de licenciatura y tesisas de posgrado de ingeniería civil.

La instrumentación de todos los especímenes se divide en interna y externa. La instrumentación interna se realizó utilizando deformímetros electrónicos de 120 Ohms (*strain gages*), dicha instrumentación fue más densa en comparación con los elementos sin refuerzo transversal reportados (Grande 2005). La instrumentación externa se realizó con transductores de desplazamiento de 200 mm y 50 mm de capacidad, que se colocaron directamente sobre los especímenes y en la trabe de reacción con la finalidad de obtener lecturas correctivas para los desplazamientos de los elementos ensayados.

4.2 CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPECÍMENES

4.2.1 ARMADO DE LOS ESPECÍMENES

En la primera etapa de la construcción de los especímenes se realizó el armado del refuerzo, basándose en el diseño y en los croquis de cada una de las trabes de acuerdo a la práctica obtenida en el laboratorio de resistencia de materiales. Los estribos se colocaron de manera que alternaran uno a uno el lado de los remates y colocando una varilla del refuerzo longitudinal superior dentro de los remates. Cada estribo se sujetó al armado longitudinal por medio de cinco amarres dobles de alambre recocido.

La figura 4.1 muestra el proceso típico de armado de las trabes acarteladas utilizadas en este trabajo.

4.2.2 DISEÑO DE LA CIMBRA

El diseño de la cimbra fue elaborado mediante placas de madera contrachapada (triplay), las cuales fueron reforzadas mediante soportes laterales intermedios y longitudinales para evitar el alabeo que pudiera ocasionar la presión del concreto. Se colocaron en forma corrida para facilitar el colado de una serie de dos trabes (haciendo tres colados para completar los cinco especímenes), colocando placas separadoras para delimitar cada trabe, así como separadores para dar el ancho de las trabes (figura 4.2).



a) amarre de estribos, elemento TASCα4-R1-c



b) distribución y alternación de estribos

Figura 4.1. Proceso de armado de las trabes**Figura 4.2. Placas de madera con soportes laterales intermedios y longitudinales.**

Además, para dar estabilidad lateral a las placas, éstas se rigidizan mediante clavos en la parte inferior y en la parte superior mediante barrotes con amarres de alambre recocido; lo cual facilitó el descimbrado.

Cabe mencionar que la cimbra fue la misma para colar tanto a los elementos TASCαj-R0-c como a los elementos TASCαj-R1-c, sólo que los primeros fueron colados en serie de cinco.

Para la realización del acabado de cartela de cada una de las trabes, se dibujó en la parte interior de la placa de madera las dimensiones que correspondían a cada trabe y, a partir de los trazos, se cortaron tramos de madera con las medidas requeridas, colocando en las uniones y en la pendiente de la cartela una mezcla de yeso-cemento, con la cual se le dio un buen acabado a la trabe, además de ser retirada con facilidad (figura 4.3).



Figura 4.3. Acabado de cartelas

Los armados de acero se ubicaron y centraron en la cimbra, se emplearon separadores de acero para dejarlos ahogados en los elementos así como para dar el recubrimiento necesario a éstos.

4.2.3 COLADO DE LOS ESPECÍMENES

La siguiente etapa de construcción después de haber sido preparada la cimbra para el colado de una serie de dos vigas de acuerdo a lo mencionado en 4.2.2 (figura 4.4) se prosiguió a su colado, toda vez que los armados fueron debidamente instrumentados, colocados correctamente dentro de la cimbra y calzados para dar el recubrimiento estipulado de 4 cm.

El concreto se dosificó por volumen, siguiendo las recomendaciones de los técnicos del Laboratorio de Materiales de la UAM-A, para lograr una resistencia $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días (Archundia 2004).

La mezcla de concreto se hizo con ayuda de una revolvedora eléctrica cuya capacidad nominal es de medio saco de cemento, transportándose posteriormente hasta que dicha mezcla presento una buena consistencia. La figura 4.5 muestra el proceso de colado.



Figura 4.4. Detalle de cimbra completa



a) mezcla de concreto



b) llenado de cilindros de control



c) transporte de concreto



d) vibrado de los especímenes



e) acabado de la superficie descubierta

Figura 4.5. Proceso de colado de las trabes

Después de cada secuencia de colocado de concreto para cada una de las trabes, se procedió al vibrado del mismo para que no quedaran vacíos dentro de las trabes. Cabe mencionar que en algunas zonas de las trabes existe congestionamiento de acero lo que dificulta el colado (especialmente en los elementos R1). Durante el vibrado se tuvo especial cuidado para no dañar los deformímetros instalados en los armados, ya que la instrumentación en los elementos TASCaj-R1-c es más densa (40 strain gages) en comparación con los elementos TASCaj-R0-c (3 strain gages). La figura 4.5 muestra el proceso de vibrado.

Por cada trabe se obtuvieron cuatro cilindros de control y una viga, que servirán para monitorear la resistencia real del concreto durante el curado y en el momento del ensaye de las trabes.

Terminado el colado para cada una de las trabes, se le dió un acabado a la superficie descubierta.

4.2.4 DESCIMBRADO DE LOS ESPECÍMENES

A tres días del colado, las trabes se descimbraron, lo cual se facilitó de acuerdo a lo descrito en 4.2.2. La cimbra se retiró evitando mover las trabes hasta los 28 días de edad del concreto y teniendo cuidado de no dañar los cables de los deformímetros (strain gages) o dañar las esquinas de las trabes. El curado de los elementos se hizo mojándolos periódicamente y dejándolos secar en condiciones ambientales.

4.2.5 PREPARACIÓN DE LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA

Una vez terminado el proceso de curado, los especímenes son preparados para su ensaye. Son colocados sobre la trabe de reacción con la ayuda de un marco de acero diseñado para este propósito, y un polipasto; los cuales facilitan las maniobras y se tiene una mayor seguridad; ya que las partes del dispositivo son pesadas y se necesitan levantar por encima de la trabe de prueba (figura 4.6).



Figura 4.6. Montaje de los elementos

Para facilitar la captura de la información gráfica generada en los ensayos, los especímenes se pintan de color blanco con el objeto de facilitar la visualización de las grietas presentadas durante la prueba. Además, para simplificar la ubicación evolutiva del agrietamiento, se dibujó una retícula en la cara frontal de los especímenes (figura 4.7).



Figura 4.7. Preparación de los especímenes de prueba

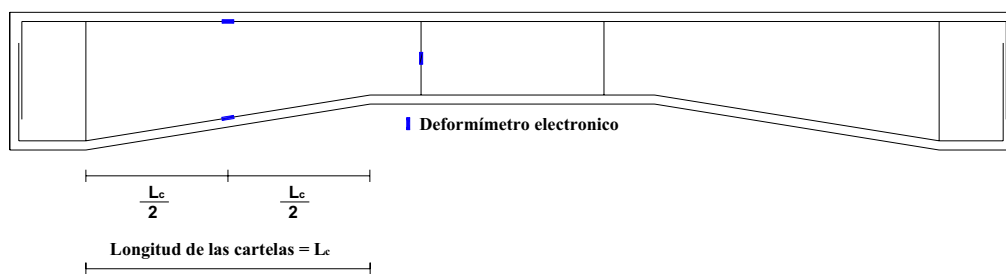
4.3 INSTRUMENTACIÓN

La instrumentación de los especímenes de prueba tiene como razón principal la de medir diferentes parámetros, que posteriormente servirán para la obtención de información; como lo es la deformación interna que sufre el acero longitudinal y transversal ante la aplicación de las cargas, la contribución del acero transversal a la viga, entre otros. Uno de los inconvenientes del ensaye de las TACR ante cargas monotónicas fue la escasa instrumentación interna que éstas tuvieron. Afortunadamente, lo anterior fue tomado en cuenta y para la presente investigación se tiene una instrumentación interna más densa, únicamente para los elementos R1 (Archundia 2004).

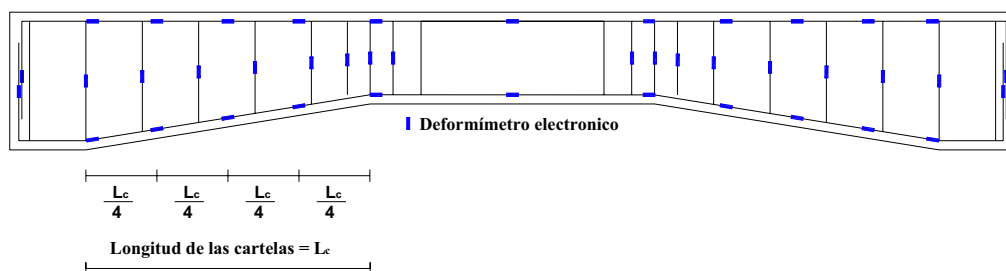
Todos los especímenes ensayados se instrumentaron con deformímetros electrónicos (*strain gages*). Los deformímetros se colocaron, para todos los elementos, en una de las varillas de cada lecho longitudinal y en el acero transversal. Para los elementos R0 reportados (Grande 2005), que no llevan armado transversal, se colocó un deformímetro en el estribo cercano al vértice de la zona de transición y dos más en el acero longitudinal; uno en cada una de las varillas de cada lecho a la mitad de la longitud de la cartela. Se decidió colocar los deformímetros en la longitud media de las cartelas para tener lecturas características libres de las demandas locales de adherencia cercana a los extremos, y de la concentración de esfuerzos en las cercanías del vértice en el cambio de dirección del acero longitudinal inferior (Archundia *et al.* 2005). Esta instrumentación sólo fue para la mitad de estos elementos (figura 4.8a).

En los elementos R1, que poseen el armado mínimo por cortante, su instrumentación fue más densa; la instrumentación en cada trabe consta de 40 deformímetros eléctricos y se

pretende con esta información calibrar la ecuación propuesta para el diseño de estos elementos, con base en el ensaye de cinco TACR simplemente apoyadas. Se instrumentaron casi todos los estribos a excepción de cuatro de ellos; uno ubicado encada una de las orillas y dos ubicados en el tercio central. Para el acero longitudinal, se colocaron deformímetros en la longitud de la cartela a cada cuarto de esta longitud, al centro del claro y en el gacho de la varilla. Todo esto para ambas mitades (figura 4.8b).



a) elementos TASCaj-R0-c



b) elementos TASCaj-R1-c

Figura 4.8. Instrumentación interna de las trabes

El proceso de colocación de *strain gages* consistió en limar el área donde correspondía colocar el derformímetro hasta borrar las corrugaciones del acero y dejar una superficie visiblemente lisa, limpiándola de impurezas y dejando lista la superficie para pegar el *strain gage* con un pegamento especial. Una vez pegado, se procedía a soldar los alambres al *strain gage* que serían las terminales del mismo, terminado este proceso, se protege el *strain gage* y se envuelve con papel aluminio, que después sería cubierto con capas de una solución de resistol 5000 para aislarlo de la humedad durante el colado; también se cubrieron los cables con dicha solución (figura 4.9).

Debido a que el cableado correspondiente a la instrumentación interna de cada trabe era intenso, se formaron cuatro cordones de salida; dos por lado. Se identificó cada cable y los cordones se amarraron mediante cintas plásticas a cada lecho en la parte interna de cada lecho, de tal manera que pudieran ser protegidos por los mismos al momento del colado (figuras 4.10 y 4.11).



a) colocación de strain gage



b) envoltura y protección



c) envoltura de aluminio



d) protección con resistol 5000



e) aspecto final

Figura 4.9. Etapas de la instrumentación del acero de refuerzo

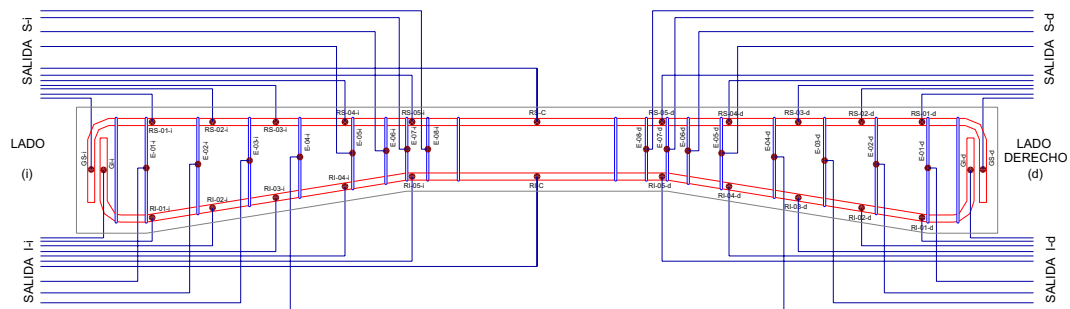


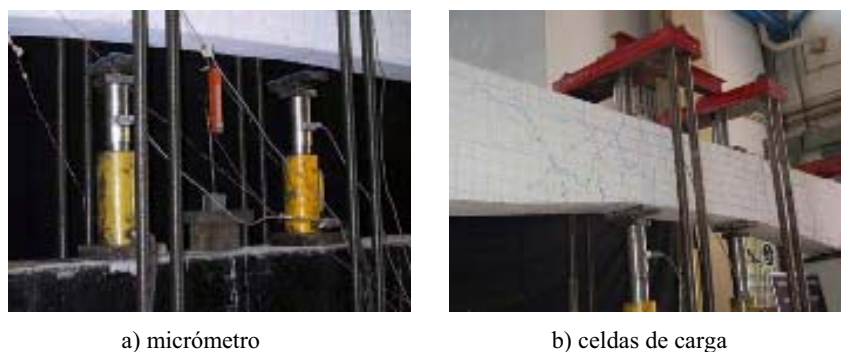
Figura 4.10. Nomenclatura y distribución de salidas en instrumentación interna



Figura 4.11. Amarre y salida del cordón de cables

Cabe mencionar que antes y después del colado los deformímetros son probados para ver si están funcionando.

Así como se llevó a cabo una instrumentación interna de los especímenes, también fue necesaria una instrumentación externa. Se realizó mediante micrómetros electrónicos que sirvieron para medir las deflexiones al centro del claro tanto de la trabe de prueba como de la trabe de reacción; la medición de esta última fue con el fin de corregir la deflexión registrada, si se llegase a presentar alguna deflexión relativa (figura 4.12). Otra instrumentación externa corresponde a las cuatro celdas de carga que sirvieron para medir la magnitud de las cargas aplicadas (figura 4.12).



a) micrómetro

b) celdas de carga

Figura 4.12. Instrumentación externa

4.4 DISPOSITIVO DE CARGA Y ADQUISICIÓN DE DATOS

Los ensayos se realizaron en una viga de reacción acondicionada con un dispositivo mecánico-hidráulico, diseñado para aplicar cargas reversibles (figuras 4.13 y 4.14). El dispositivo de carga consistió en sujetar las trabes de prueba a una viga de reacción, mediante dos placas dobles de acero en la parte superior y dos perfiles armados en la parte

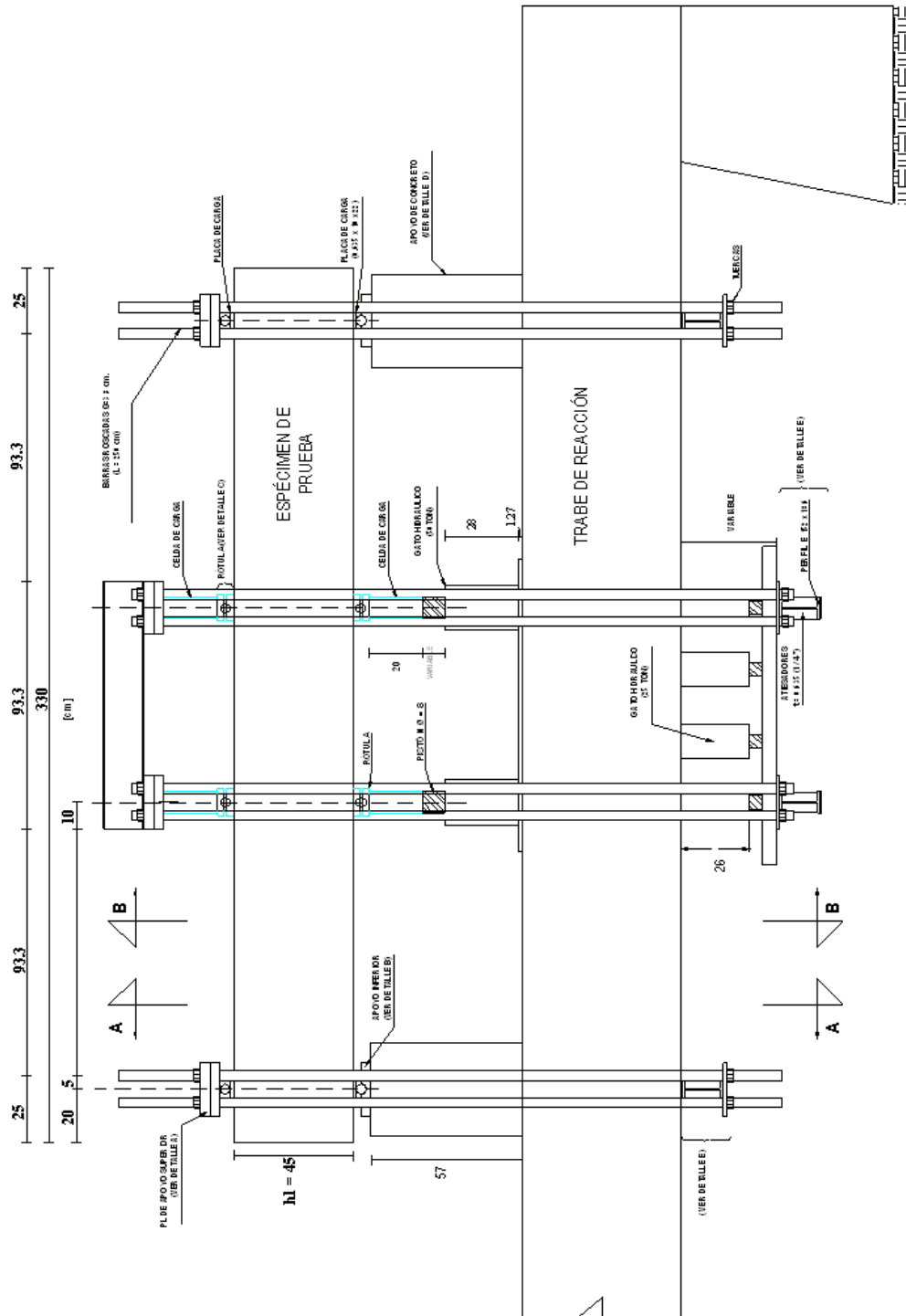
inferior en cada extremo y unidas mediante cuatro barras roscadas de 1½ pulgadas (3.81 cm) por extremo y tensadas mediante tuercas. La otra parte del dispositivo que sirvió para la transmisión de las cargas consistió en dos placas dobles de acero unidas por un perfil para darles mayor estabilidad y un sistema de perfiles armados en la parte inferior para la transmisión de la carga, y unidas estas dos partes mediante ocho barras roscadas de 1½ pulgadas (3.81 cm); colocando entre las placas y la trabe de prueba celdas de carga con el fin de medir la magnitud de las cargas aplicadas en sentido positivo.

La parte hidráulica del dispositivo se compone de seis gatos hidráulicos de acción sencilla. Dos de ellos, de 50 ton de capacidad, se emplearon para aplicar la carga en el sentido negativo. Colocando en el émbolo una celda de carga con el fin de medir la magnitud de las cargas aplicadas en el sentido negativo. Los otros cuatro, de 25 ton de capacidad, colocados en la parte inferior de la trabe de reacción, sirvieron para transmitir la carga al sistema de perfiles que al mismo tiempo transmitían la carga en la parte superior de la trabe. El sistema hidráulico se accionó con un equipo de bombeo, provisto de válvulas de paso para controlar la aplicación de la carga. En la figura 4.13 se muestra el espécimen TASCα4-R1-c colocada en el dispositivo de carga.

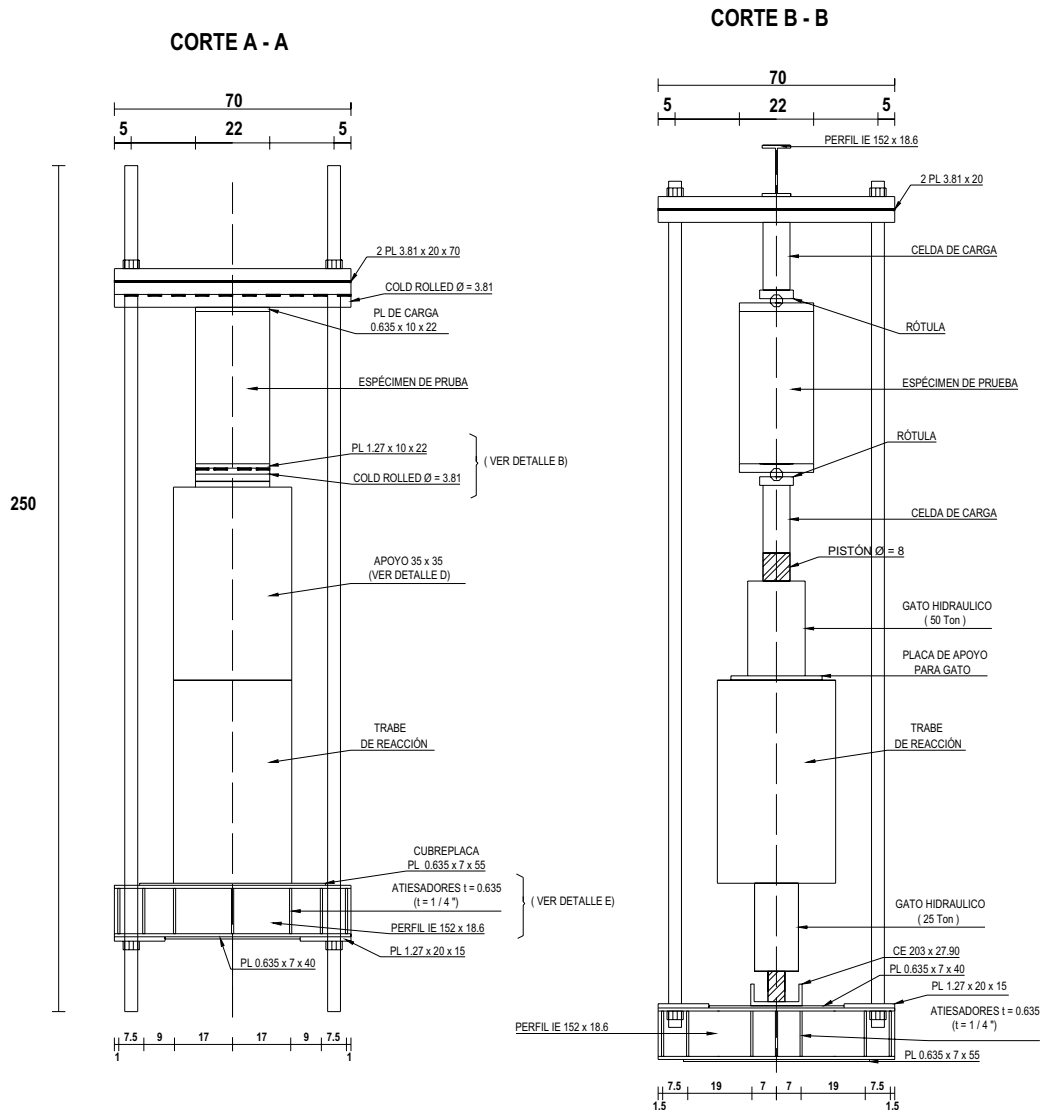


Figura 4.13. Dispositivo de carga

Para medir las cargas se utilizaron celdas de carga, las cuales se conectaron a un equipo de adquisición de datos modelo TDS 300 equipado con sus cajas de conexiones modelo ASW-50C con capacidad de 50 canales y otra caja ASW-30C con capacidad para 30 canales conectadas en serie para la captura simultánea de datos.



a) Detalle general del dispositivo de carga



b) Detalle de cortes del dispositivo de carga

Figura 4.14. Detallado del dispositivo de carga

Cabe mencionar que las celdas de carga son de fabricación nacional y cuentan con su propio convertidor para conocer la carga aplicada, por lo que fue necesaria la calibración de cada una con el equipo de adquisición de datos (TDS) en la máquina universal.

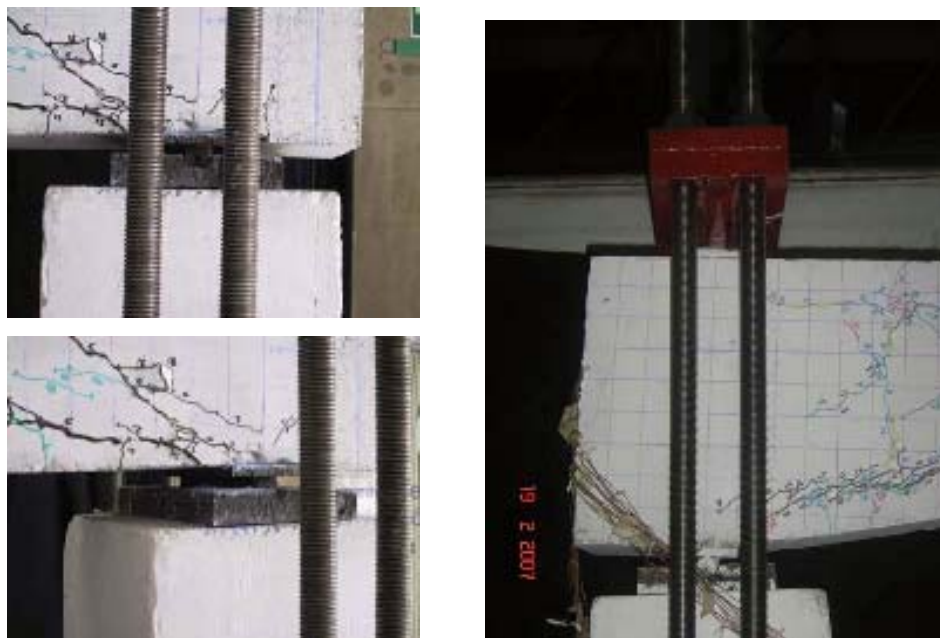
Además, en el equipo de adquisición de datos TDS también fueron conectados los cuatro cordones de cables correspondientes a los *strain gages* de cada trabe debidamente identificados (figura 4.15). En la caja de conexiones con capacidad para 50 canales fueron conectados sólo los cables correspondientes a los *strain gages* y en la otra con capacidad para 30 canales, se conectaron las cuatro celdas de carga y los dos micrómetros. El equipo

anterior opera bajo un programa que permite el seguimiento en tiempo real de algunos canales. Los canales que funcionaron como controles durante el ensaye, fueron las cargas aplicadas en los gatos ($+P$ y $-P$) y el desplazamiento vertical en el centro del claro del espécimen y en la parte inferior de la viga de reacción.



Figura 4.15. Equipo de adquisición de datos (TDS mod. 300), caja de conexiones (ASW-50C y ASW-30C)

Los ciclos se consideraron semiciclos positivos cuando se aplicaba carga con los gatos de 25 ton; es decir, cuando la parte inferior de la viga se encontraba sujeta a tensión y al parte superior a compresión; así que después de aplicar la carga positiva, se descargaba la trabe de prueba retrayendo el émbolo de los gatos y se aplicaba carga con los gatos de 50 ton, empujando la trabe hacia arriba, cumpliendo con un semiciclo negativo.



a) Detalle apoyo inferior

b) detalle de apoyo superior e inferior

Figura 4.16. Detalle de apoyos para permitir desplazamientos y rotaciones

Los apoyos del espécimen se proporcionaron mediante las dos placas dobles de acero y redondos soldados a ellas que permitieron simular articulaciones, esto es, en cuanto a los apoyos en la parte superior, y en cuanto a los apoyos en la parte inferior de la trabe de prueba, éstas se apoyaron en prismas de concreto armado colocados sobre la viga de reacción, proporcionando entre la trabe de prueba y los prismas de concreto armado placas de acero; una con un medio barreno y la otra con un redondo para formar de esta forma la articulación necesaria (figura 4.16).

Para lograr la transición de la carga a la trabe en los dos puntos ubicados en el tercio medio de la trabe de prueba, sin que ésta tuviera daños por aplastamiento del concreto, se realizó mediante placas de acero cuyas dimensiones fueron establecidas de acuerdo a los cálculos hechos, establecidos en las NTC-2004.

CAPÍTULO 5

METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describen aspectos relacionados con la preparación en los especímenes de prueba, antes de efectuarse los correspondientes ensayos. También se menciona la secuencia de aplicación de la carga y se describe la forma en la que se realiza la captura gráfica a partir de los patrones de agrietamiento.

5.2 PREPARACIÓN DE LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA

Como se mencionó en la sección 4.2.2, para facilitar la captura de la información gráfica generada en los ensayos, los especímenes se “prepararon” según la práctica común para el ensaye de elementos de concreto reforzado (Archundia *et al.* 2004). Para esto, cada elemento se pintó de color blanco con el objeto de facilitar la visualización de las grietas presentadas durante la prueba. Además, para simplificar la ubicación evolutiva del agrietamiento, se dibujó una retícula con cuadros de 5 cm en la cara frontal de los especímenes. La figura 5.1 muestra una perspectiva del elemento TASC α 4-R1-c totalmente preparado para su ensaye.

5.3 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO

Las pruebas se controlaron por el desplazamiento medido al centro del claro. Para los elementos sin refuerzo a cortante (TASC α j-R0-c) los incrementos de desplazamiento entre cada ciclo fueron de 3 mm (figura 5.2a), los cuales, según los resultados de los ensayos monotónicos, permitirían capturar los estados del primer agrietamiento diagonal y falla (Archundia *et al.* 2004). Para los elementos con refuerzo mínimo por cortante (TASC α j-R1-c) se realizaron incrementos de 4 mm (figura 5.2b), este incremento de 3 mm a 4 mm se debió a que en los elementos sin refuerzo se llevó un poco de tiempo durante el ensaye hasta su colapso (Grande 2005), por lo que, se decidió para los siguientes cinco especímenes con refuerzo a cortante un incremento mayor de semiciclo para disminuir el tiempo de prueba; que aún así fue extenso.

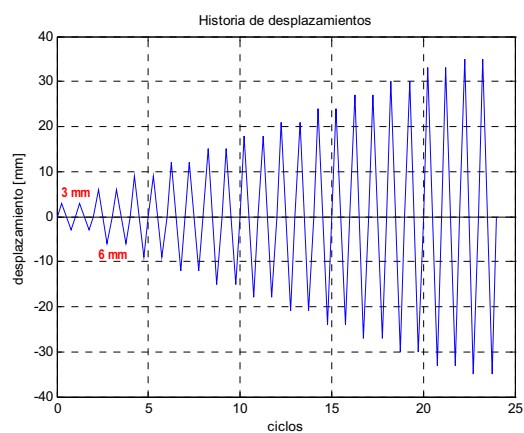
Para cada sentido de carga (+P y -P) y por cada semiciclo de carga se hizo una repetición para evaluar de esa forma la degradación de la rigidez y resistencia, absorción de energía y amortiguamiento viscoso equivalente de la viga para un mismo desplazamiento. En la figura 5.2 se ilustra la historia de carga utilizada en todos los ensayos, donde las deflexiones positivas indican que la carga se aplica hacia abajo.

Debido al daño acumulado en los elementos y a la sensibilidad de los micrómetros, fue imposible desarrollar rigurosamente la historia de carga mostrada en la figura 5.2. Sin

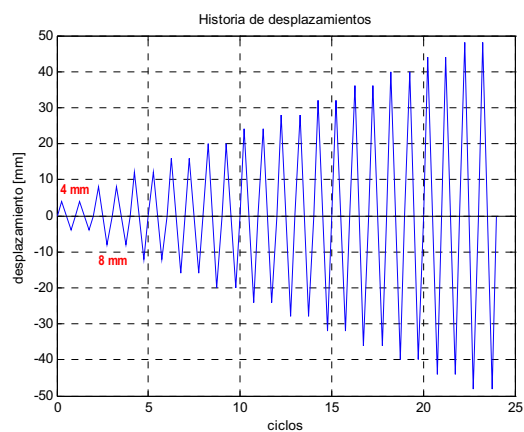
embargo, el seguimiento del patrón establecido se consideró aceptable (Archundia *et al.* 2005). Los ensayos se terminaron cuando los elementos ya no eran capaces de soportar carga o presentaron un daño severo.



Figura 5.1. Elemento TASC- α 4-R1-c pintado y cuadriculado previo a su ensaye



a) elementos sin refuerzo a cortante (TASC α j-R0-c)



b) elementos con refuerzo a cortante (TASC α j-R1-c)

Figura 5.2. Historia de desplazamientos aplicada en los especímenes

5.4 REGISTRO DEL AGRIETAMIENTO

Para visualizar la evolución del daño en los especímenes (R0-c y R1-c) se emplearon cuatro colores diferentes para marcar las grietas que aparecían durante la prueba en los picos de máxima deflexión en cada ciclo y se identificaron con la carga total aplicada a la cual aparecieron (figura 5.3). Se empleó el color negro para el agrietamiento producido por la carga en la dirección positiva +P y color azul para las grietas producidas por la carga negativa -P, y para sus repeticiones se empleó el color verde y rojo respectivamente.

También para cada semiciclo se registró la evolución de la anchura de las grietas. El patrón de agrietamiento se capturó en dibujos a escala de los especímenes, los cuales también estaban cuadriculados según los modelos reales (figura 5.4). Además, durante los experimentos se tomaron fotografías y video, los cuales complementan la información gráfica obtenida. Para todas las trabes, se presentan únicamente los patrones de agrietamiento registrados en la cara frontal o sur.

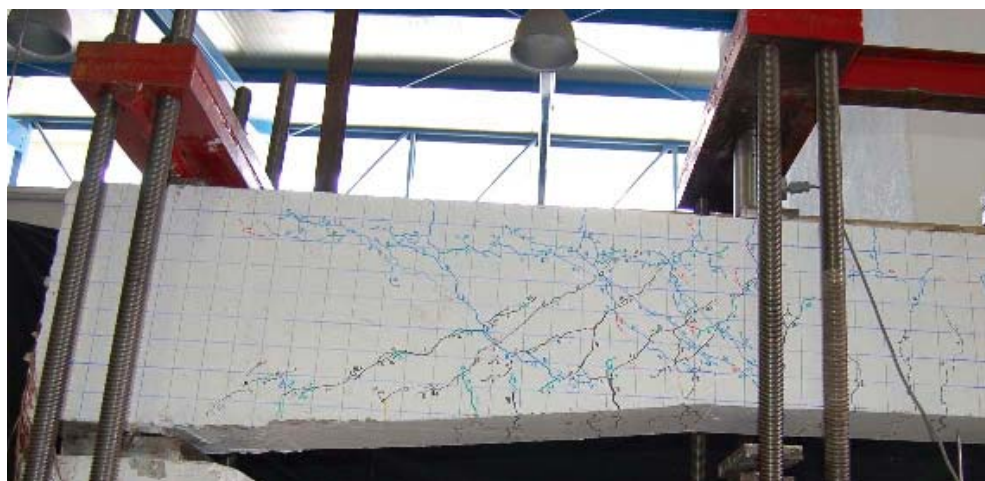
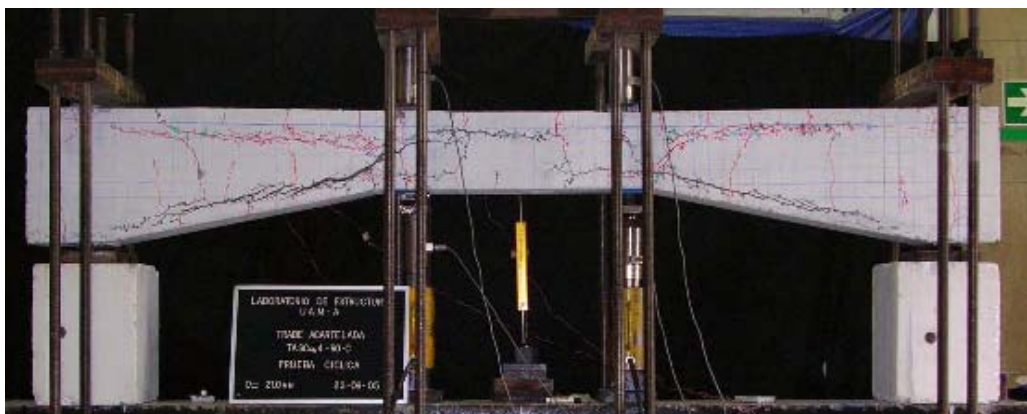
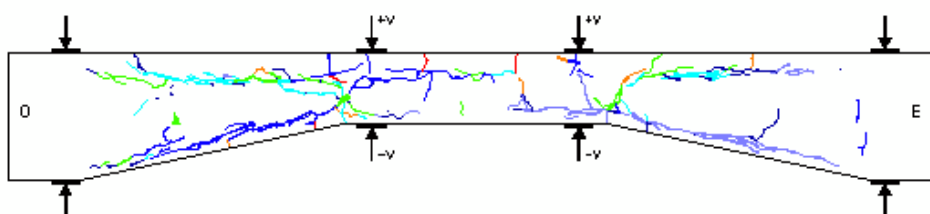


Figura 5.3. Identificación evolutiva de las grietas durante los ensayos

En capítulos siguientes se describirán y analizarán con mayor detalle para cada uno de los especímenes los aspectos aquí mencionados, que complementaran lo descrito en este capítulo.

a) elemento real, *TASCα4-R0-c*

b) patrón de agrietamiento a partir del elemento real

Figura 5.4. Patrón de agrietamiento del elemento TASCα4-R0-c, $\Delta = 21$ mm

CAPÍTULO 6

ELEMENTOS CON REFUERZO TRANSVERSAL: RESULTADOS EXPERIMENTALES

6.1 INTRODUCCIÓN

Se realizaron los ensayos experimentales de las trabes con refuerzo transversal según la metodología descrita en el capítulo 5. En este capítulo se describe el comportamiento de los elementos TASC*ai*-R1-c con base en las observaciones realizadas durante el ensayo y en los registros obtenidos de la instrumentación. Principalmente, se emplearon esquemas del progreso de grietas, historia fotográfica, curva histerética carga–deflexión, registro de los transductores de desplazamiento y registro de los deformímetros eléctricos adheridos al acero de refuerzo.

También se analiza la tendencia de la curva carga–deflexión y se estudia la evolución en la anchura de algunas de las grietas, se presenta el comportamiento del refuerzo longitudinal y transversal y se incluye la distribución de deformaciones a lo largo de la viga. Se compara el mecanismo resistente observado con el supuesto en el diseño.

6.2 COMPORTAMIENTO GENERAL

Para cada una de las trabes se obtuvieron las deflexiones asociadas al primer agrietamiento diagonal, Δ_{agr} , a la falla o último, Δ_u , y colapso Δ_{clps} , así como los respectivos cortantes de la cartela donde se presentó la falla (V_{agr} , V_u y V_{clps}). La determinación de cada uno de ellos se realizó principalmente con lo observado durante los ensayos, y posteriormente fueron cotejados analíticamente. Estas deflexiones y cortantes característicos servirán como referencia para describir el comportamiento de los especímenes.

6.2.1 PRIMER AGRIETAMIENTO DIAGONAL

Durante las pruebas se observaron las apariciones de la primera grieta inclinada (figura 6.1a). Por la experiencia adquirida en los ensayos monotónicos previos, se prestó atención en las zonas de los vértices, ya que en esa zona se presentó este agrietamiento (Archundia *et al.* 2007). Cuando la grieta apareció, se registró la deflexión y el ciclo de carga, este dato posteriormente se verificó con los lazos de histéresis y envolvente de cada elemento, con el cambio de rigidez, la evolución de la energía histerética de los ciclos, y el amortiguamiento viscoso equivalente. La principal característica del primer agrietamiento diagonal es que su aparición confirma el cambio de rigidez, la proporcionalidad entre carga y deflexión, y finaliza la respuesta sensiblemente lineal de los especímenes.

6.2.1 ÚLTIMO O DE FALLA

Este estado se asoció con la aparición de la primera grieta diagonal frágil, súbita e importante (figura 6.1b). La falla por cortante siempre se presentó del lado donde ocurrió el primer agrietamiento diagonal, durante un semiciclo positivo impar. Este estado se verificó analíticamente de la misma manera que el primer agrietamiento diagonal. En general, este estado se asocia con una disminución drástica de la rigidez de ciclo, y con un abrupto incremento en la energía histerética y en el amortiguamiento viscoso equivalente.

Durante este estado se presentó un efecto de reacomodo de material, es decir, al momento de ocurrida la falla se mantuvo la carga con la que falló durante el tiempo necesario en el que se señalaban las grietas y se tomaban las fotos. Este lapso de tiempo favoreció que el material se reacomodara, lo que causó que, al volver a cargar nuevamente la trabe, pudo resistir un poco más allá de la falla, pero este aumento no se tomó como el estado último.

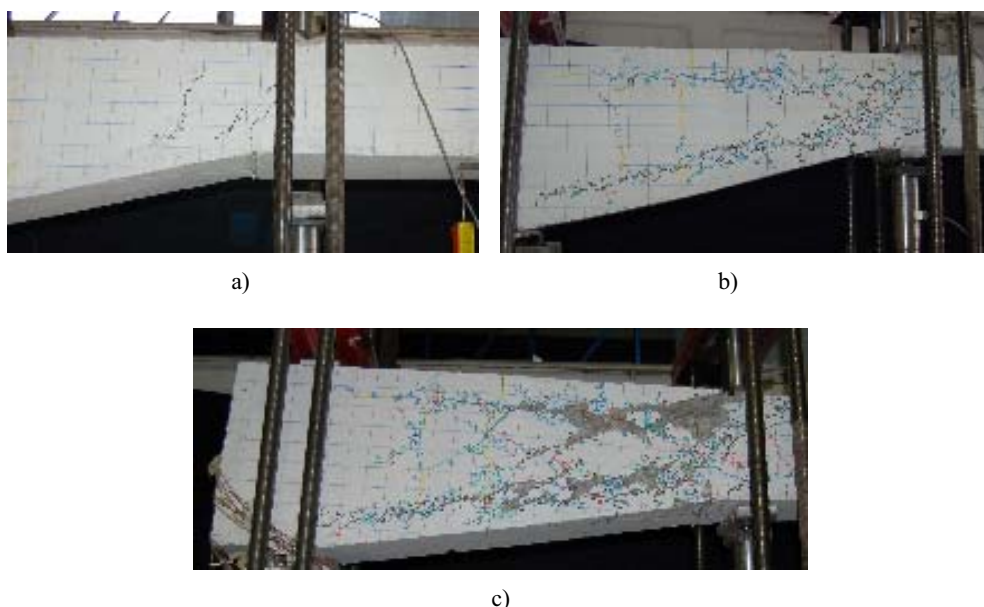


Figura 6.1. Estados característicos: a) primer agrietamiento diagonal, b) agrietamiento de falla, y c) colapso. Elemento TASC α 4-R1-c

6.2.3 COLAPSO

De la experiencia de los ensayos monotónicos en TACR, se sabía que una vez alcanzada la falla por cortante se podría presentar una reserva en la capacidad de deformación que pudiera sostener razonablemente la carga, o incluso incrementarla debido al mecanismo de arco (Archundia *et al.* 2007) y a la habilidad de estos elementos de redistribuir el daño en el claro de cortante. Una vez presentada la falla, se continuó con el patrón de desplazamientos hasta que los elementos perdieran la capacidad de carga y visiblemente presentaran un daño estructural excesivo (figura 6.1c).

6.3 ELEMENTO TASC α 0-R1-c

El elemento TASC α 0-R1-c fue sometido a carga cíclica reversible, con el fin de determinar el efecto de las acciones repetidas en su comportamiento. La historia de desplazamientos se presenta en la figura. 5.2b. La convención de signos en lo referente a la dirección de la carga es la descrita en el capítulo tres. El concreto empleado en la construcción del elemento TASC α 0-R1-c tenía una resistencia nominal a la compresión de 227 kg/cm² (apéndice A).

El patrón de daño observado fue muy similar en ambas direcciones de carga. El daño se caracterizó por la formación de grietas inclinadas con ángulos de orientación variables entre 28° y 37° en la dirección positiva y entre 31° y 35° dirección negativa (figura 6.2), grietas que formaron parte de los puntales a compresión. En general, las grietas se extendían desde los puntos de aplicación de carga hasta los apoyos.

La aparición de grietas se propagó en ambas direcciones y, durante la prueba, se observó nivel de deterioro similar en los dos sentidos de carga. Sin embargo, las mayores anchuras de grieta se midieron en la dirección positiva y la falla se presentó al incrementar la deflexión en esta dirección. Se observó que las principales grietas correspondieron a los semiciclos positivos los cuales definieron de manera clara la orientación y ubicación de los puntales a compresión. Cabe mencionar que tanto el primer agrietamiento como la falla ocurrieron siempre en los semiciclos positivos. La carga máxima resistida por el elemento TASC α 0-R1-c fue de +24.89 ton (que corresponde a la falla) y la deflexión máxima al centro del claro, en la dirección positiva, fue $\Delta = +33.6$ mm. En la dirección negativa, la máxima deflexión alcanzada fue -32.6 mm, y una carga máxima $V = -19.69$ ton. Las grietas debidas a fallas atravesaron el espesor de la trabe y fueron similares en ambas caras.



Figura 6.2. Dirección y ángulo de las grietas principales

6.3.1 EVOLUCIÓN DEL DAÑO

Se emplearon colores diferentes para marcar las grietas que aparecían durante la prueba en los picos de máxima deflexión en cada ciclo siguiendo la metodología descrita en el capítulo cinco para marcar las grietas y simultáneamente se tomaron las fotografías

correspondientes. En la figura. 6.3 se presentan los agrietamientos registrados después del primer ciclo de cada deflexión de los desplazamientos característicos (Δ_{agr} , Δ_u y Δ_{clps}).

El primer indicio de daño fue la aparición de grietas diagonales que correspondieron al primer agrietamiento diagonal del lado izquierdo ($\Delta_{agr}=4.14$ mm y $V_{agr}=4.56$ ton) y que forma parte del primer ciclo de desplazamientos, $\Delta=4$ mm, las grietas aparecieron en ambos lados de la trabe con un ancho de grieta de 0.08 mm. Al finalizar los ciclos correspondientes al desplazamiento de $\Delta=8$ mm, ya se observaba agrietamiento diagonal a ambos lados de la viga, en las dos direcciones (figura. 6.4b), grietas que darían el comienzo de la formación de los puntales a compresión y serían el comienzo de las grietas principales. En estos ciclos ($\Delta=8$ mm) se tenía un ancho de grieta de 0.25 mm.

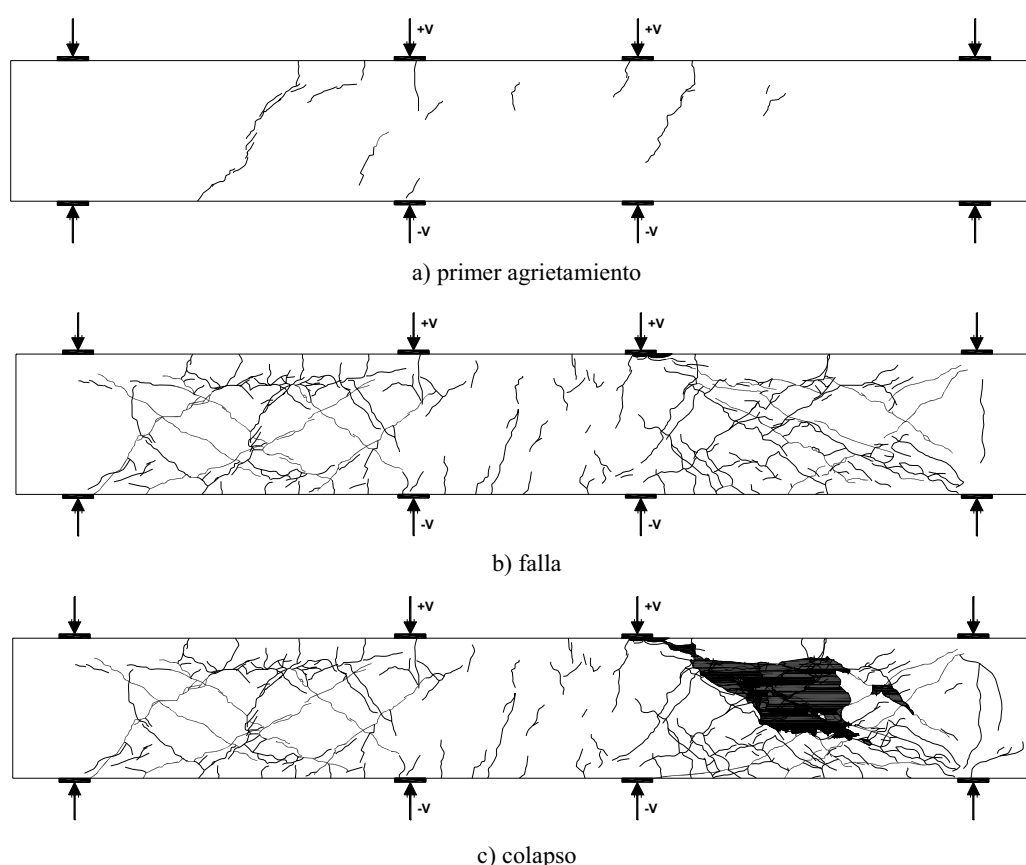


Figura 6.3. Evolución del agrietamiento

En el semiciclo positivo correspondiente al desplazamiento $\Delta=+16$ mm, el ancho de grieta en el lado izquierdo era de 1 mm. En los ciclos correspondientes al desplazamiento $\Delta=20$ mm se presentó la falla de la trabe ($\Delta_u=20.42$ mm y $V_u=24.89$ ton, lado derecho) con un ancho de grieta de 1.5 mm (figura 6.4d). Para los siguientes ciclos ($\Delta=24$ mm) comenzaba un desconchamiento en los puntales a compresión y el incremento en la anchura de las grietas fue significativo; con un ancho de grieta de 3 mm.

a) $\Delta=4$ mm, lado izquierdob) ciclos correspondientes a $\Delta=8$ mmc) ciclo $\Delta=20$ mm, falla de la trabed) ciclo $\Delta=32$ mm, colapso de la trabe**Figura 6.4. Elemento TASCα0-R1-c durante la prueba**

El colapso de la trabe ocurrió en el primer ciclo correspondiente a $\Delta=32$ mm ($\Delta_{clps}=33.6$ mm y $V_{clps}=12.92$ ton), en el cual se presentó un desprendimiento de concreto el cual dejó visibles estribos y se perdió adherencia del concreto en el lecho inferior y superior del refuerzo longitudinal (figura 6.5), perdiendo capacidad de carga.

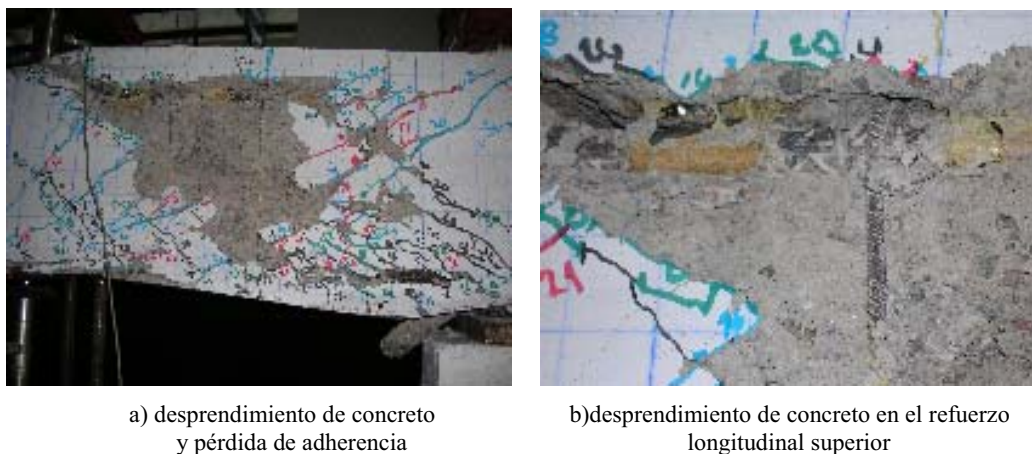


Figura 6.5. Detalle del daño lado derecho

6.3.2 COMPORTAMIENTO CARGA-DEFLEXIÓN

En la figura 6.6 se muestra la curva de histéresis obtenida, donde la deflexión, Δ , es la que fue medida en el centro del claro de la trabe, y el cortante, V , es el que corresponde al extremo acartelado donde se presentó la falla por cortante (lado derecho).

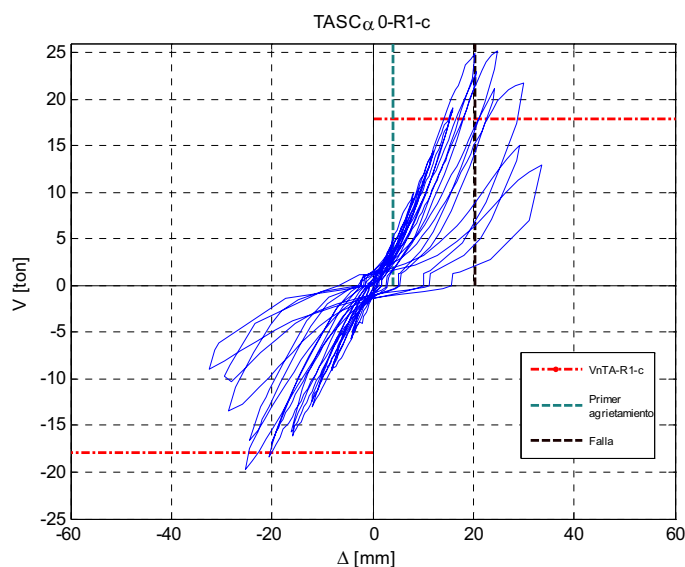


Figura 6.6. Gráfica de histéresis, TASCα0-R1-c

El cortante máximo resistido fue 24.89 ton, mayor a la resistencia predicha de acuerdo con la propuesta de Tena-Colunga *et al.* (2007) y el desplazamiento máximo fue 33.6 mm. El comportamiento fuerza cortante contra deflexión al centro del claro presentó un estrangulamiento en el origen, que es común en estructuras con fallas a cortante. Se observó que la degradación de rigidez entre los ciclos fue gradual desde el primer agrietamiento hasta la falla, es decir, la rigidez no se redujo de manera abrupta entre ciclos consecutivos. También se aprecia una ligera asimetría en la gráfica de histéresis (figura 6.6), la cual se acredita tanto al armado longitudinal como a la geometría de las trabes y peso propio.

6.3.3 ANÁLISIS DE LA INSTRUMENTACIÓN INTERNA

En esta sección se presenta la evaluación del comportamiento del elemento TASCα0-R1-c con base en los registros de los deformímetros adheridos al refuerzo longitudinal y transversal. Los puntos omitidos indican que el deformímetro funcionó mal o falló.

6.3.3.1 REFUERZO LONGITUDINAL

En la figura. 6.7 se presenta el comportamiento carga-deformación de los deformímetros eléctricos ubicados en la barra de borde del lecho inferior (RI) y superior (RS) del refuerzo longitudinal, los cuales se consideraron representativos de todo el lecho. Dichos dispositivos se dividen en dos grupos; los representativos del lado izquierdo (i) y los del lado derecho (d) de la trabe y los del centro del claro (C).

En las graficas se observa un proceso evolutivo de deformación conforme la instrumentación se acerca al centro del claro, donde los deformímetros que sufren deformaciones de fluencia son aquellos cercanos al punto de aplicación de carga (RS-04-i, RS-05-i y RI-04-i, RI-05-i, así como sus similares del lado derecho).

Los niveles de deformación observados fueron diferentes en ambos lados de la viga. Las mayores deformaciones en los ciclos positivos, se desarrollaron en el lado derecho en el que ocurrió la falla y en el que la mayoría de los deformímetros fluyó, lo que resulta coherente con el patrón de daño, las mayores anchuras de grieta y el aplastamiento del concreto observados en ese lado (figura 6.5a y 6.7 dispositivo RS-02-d). También puede observarse las deformaciones de los ganchos de anclaje (GS y GI) fueron despreciables durante todo el proceso de prueba (figura 6.7).

En la figura 6.8 se presenta, para los primeros ciclos (positivos y negativos) de cada deflexión, la distribución de deformaciones en el lecho inferior y superior del refuerzo longitudinal. Con base en los resultados de los ensayos a tensión de las barras de acero empleado, se incluye la deformación de fluencia (apéndice A). También puede ser observado el efecto de demanda de deformación en el lado donde ocurrió la falla; las mayores deformaciones se presentaron en las posiciones RS-04-d y RI-04-d. Vale la pena resaltar que las mayores deformaciones en el refuerzo longitudinal en la dirección negativa no coinciden con las máximas demandas en la dirección positiva, debido a la mayor influencia de la flexión en esta dirección y a la formación de un mecanismo de transferencia de cargas diferente, como se infiere con base en el agrietamiento.

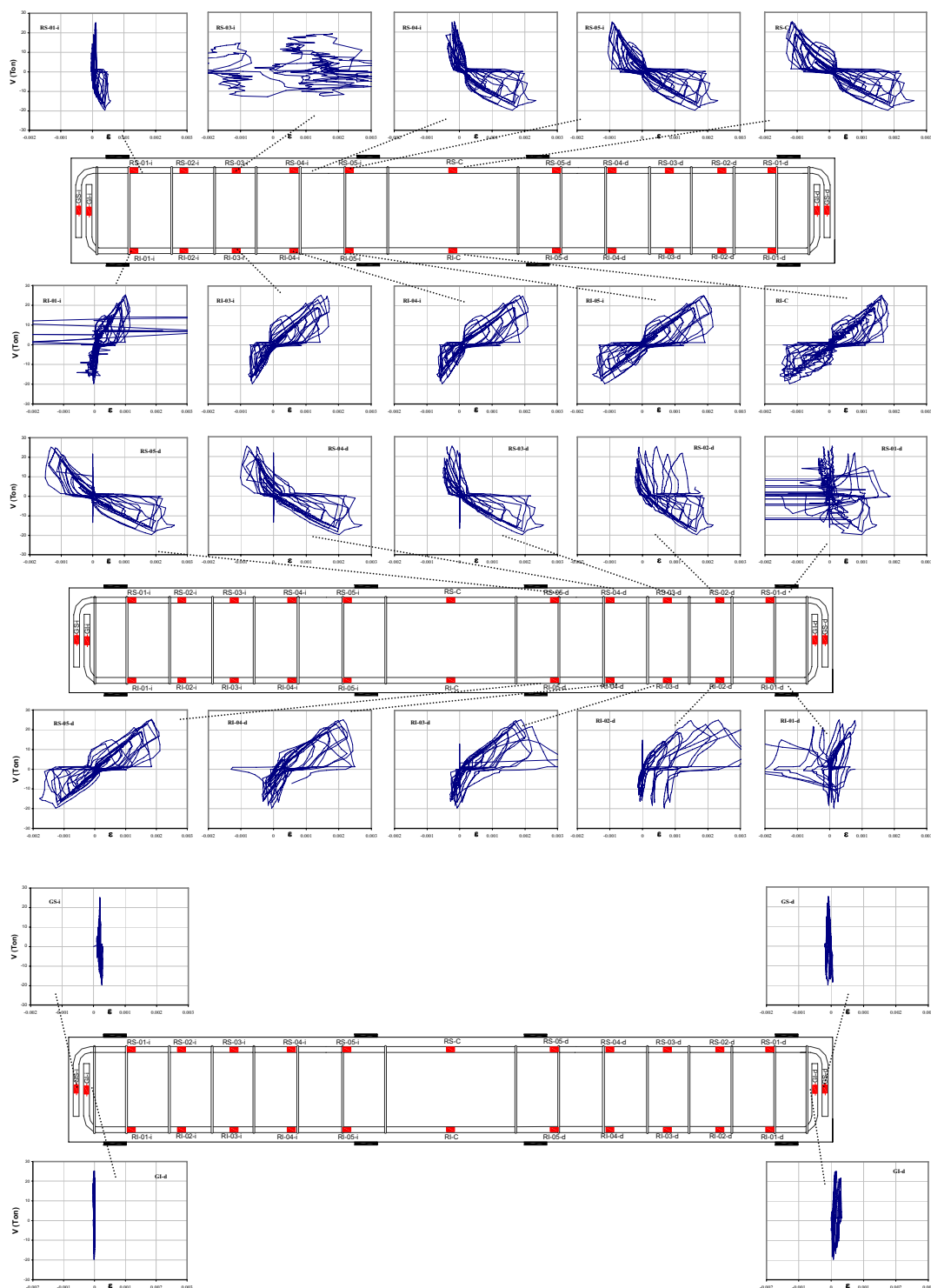


Figura 6.7. Deformaciones en el refuerzo longitudinal (TASCα0-R1-c)

Las graficas de histéresis de los deformímetros eléctricos presentan el mismo efecto de estrangulamiento en el origen que su similar de carga-deformación del elemento (figura 6.6). También presentan una asimetría coherente con el efecto de demanda de deformación ya que es evidente que la mayor demanda ocurre a tensión que a compresión de los elementos, lo que puede verificarse con las gráficas de la figura 6.7.

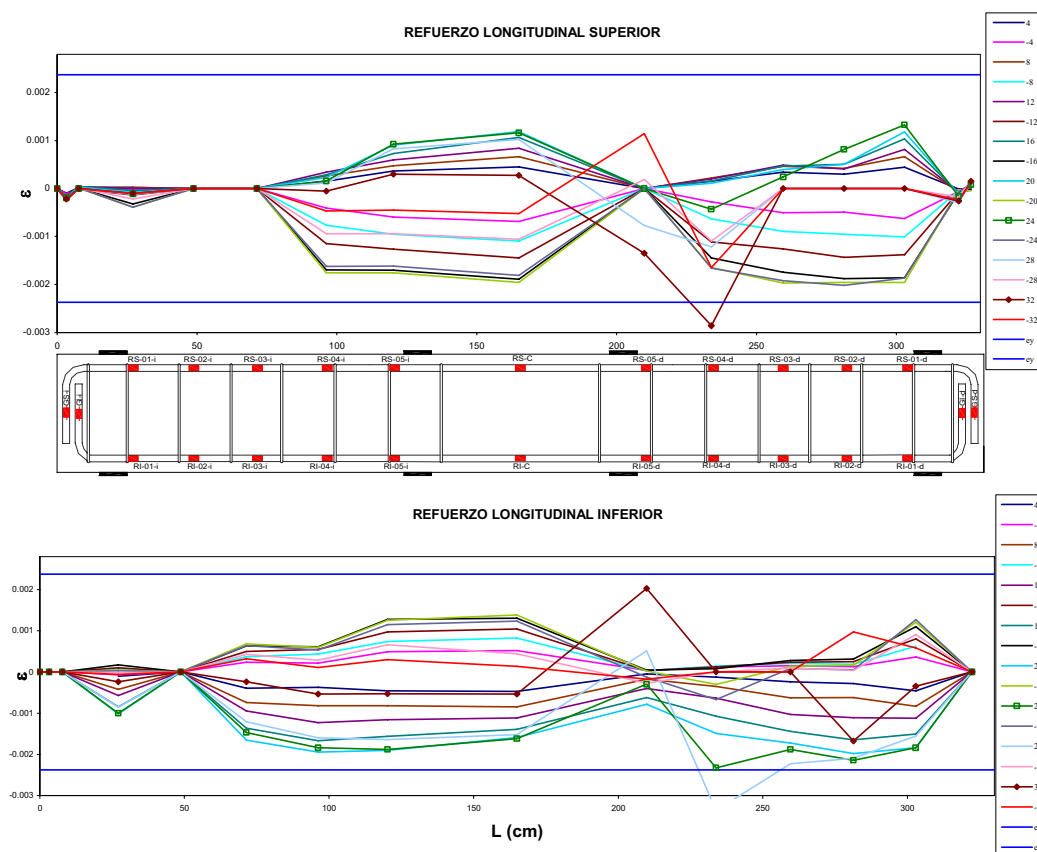


Figura 6.8. Distribución de deformaciones para cada ciclo de deflexiones al centro del claro

6.3.3.2 REFUERZO TRANSVERSAL

El refuerzo transversal colocado contribuyó a la resistencia a cortante del elemento, a proporcionar confinamiento y a controlar las deformaciones registradas en las zonas de reacción de los puntales de compresión. En la figura 6.9 se presentan las gráficas carga-deformación de los deformímetros ubicados en el refuerzo transversal.

Todos los estribos estuvieron sujetos a tensión durante el ensaye. Su comportamiento se vio determinado por la aparición y propagación de grietas. Así, después del agrietamiento, durante los ciclos positivos, la abertura de las grietas inclinadas indujo deformaciones de tensión. Durante la descarga de dichos ciclos, las grietas se cerraban hasta hacerse prácticamente imperceptibles, con lo que el refuerzo transversal recuperaba la deformación

a la que estaba sujeto, bien, a una posición sin deformación si se encontraban aún en la etapa elástica; o bien, a su deformación permanente para cero carga, está última deformación no se debió precisamente a la plastificación también se debió a que las grietas internamente dentro de la viga (imperceptibles a la vista) no se cerraron del todo causando deformaciones abruptas a ese nivel de deformación, produciendo lo que se observa en la figura 6.9. El ciclo negativo al que se daba inicio entonces, abría las grietas con inclinación opuesta (casi ortogonal) y, nuevamente, comenzaba el trabajo a tensión del refuerzo transversal.

Todos los estribos presentaron una deformación de fluencia al término de la prueba y fueron los que resintieron notablemente la aparición de grietas.

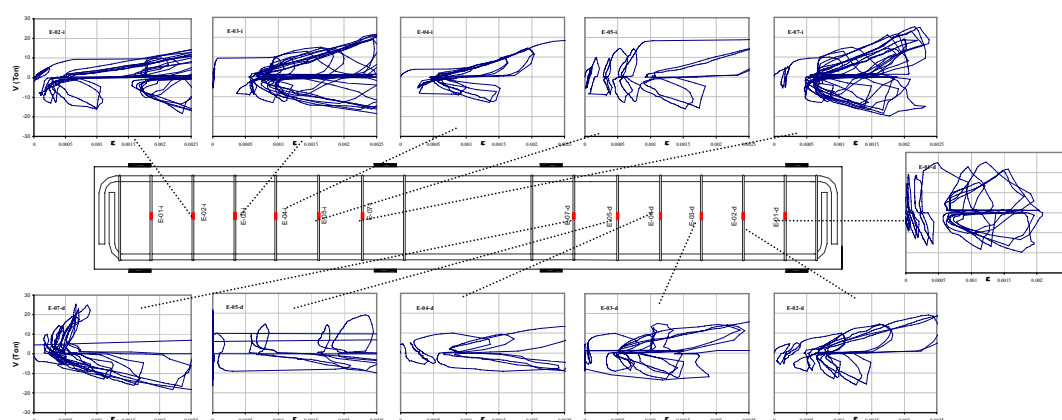


Figura 6.9. Deformaciones en el refuerzo transversal (TASC α 0-R1-c)

6.4 ELEMENTO TASC α 1-R1-c

El elemento TASC α 1-R1-c fue sometido a carga cíclica reversible. La historia de desplazamientos se presenta en la figura. 5.2b. La convención de signos en lo referente a la dirección de la carga es la descrita en el capítulo tres. El concreto empleado en la construcción del elemento TASC α 1-R1-c tenía una resistencia nominal a la compresión de 245 kg/cm² (apéndice A).

El patrón de daño observado fue muy similar en ambas direcciones de carga. El daño se caracterizó por la formación de grietas inclinadas con ángulos de orientación variables con respecto al plano horizontal entre 30° y 34° en la dirección positiva y entre 27° y 28° dirección negativa (figura 6.10), grietas que formaron parte de los puntales a compresión. En general, las grietas se extendían desde los puntos de aplicación de carga hasta los apoyos.

La aparición de grietas se propagó en ambas direcciones y, durante la prueba, se observó nivel de deterioro similar en los dos sentidos de carga. Al igual que en el elemento anterior, las mayores anchuras de grieta se midieron en la dirección positiva y la falla se presentó al

incrementar la deflexión en esta dirección. Se observó que las principales grietas correspondieron a los semiciclos positivos los cuales definieron de manera clara la orientación y ubicación de los puntales a compresión, presentándose también en estos semiciclos positivos tanto el primer agrietamiento como la falla.

La carga máxima resistida por el elemento TASC α 1-R1-c fue de +20.75 ton (que corresponde a la falla) y la deflexión máxima al centro del claro, en la dirección positiva, fue $\Delta = +36.46$ mm. En la dirección negativa, la máxima deflexión alcanzada fue -36.7 mm, y una carga máxima $V = -17.84$ ton. Las grietas debidas a fallas atravesaron el espesor de la trabe y fueron similares en ambas caras (figura 6.11).

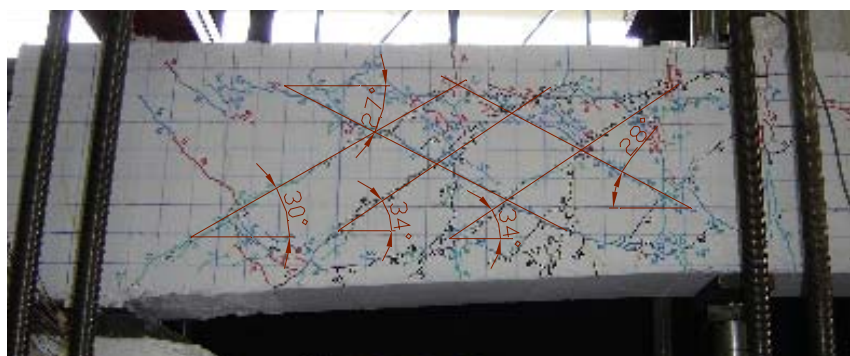
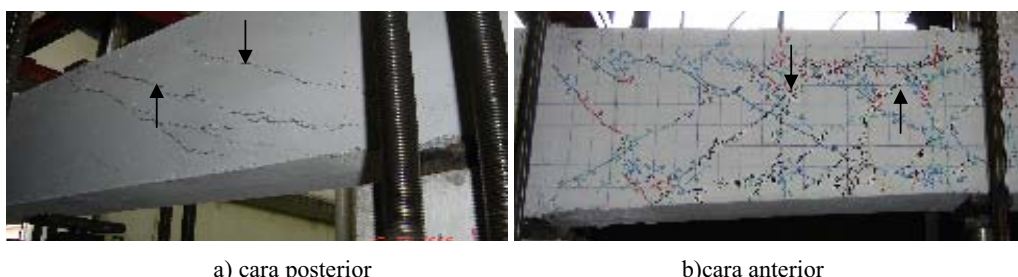


Figura 6.10. Dirección y ángulo de las grietas principales, elemento TASC α 1-R1-c



a) cara posterior

b) cara anterior

Figura 6.11. Principales grietas lado izquierdo

6.4.1 EVOLUCIÓN DEL DAÑO

Se empleó el mismo patrón de colores para marcar las grietas que aparecían durante la prueba en los picos de máxima deflexión en cada ciclo siguiendo la metodología descrita en el capítulo cinco para marcar las grietas y simultáneamente se tomaron las fotografías correspondientes. En la figura. 6.12 se presentan los agrietamientos registrados después del primer ciclo de cada deflexión de los desplazamientos característicos (Δ_{agr} , Δ_u y Δ_{clps}).

El primer indicio de daño fue la aparición de pequeñas grietas de flexión en toda la trabe en los primeros ciclos ($\Delta = 4$ mm). El primer agrietamiento diagonal ocurrió del lado izquierdo

($\Delta_{agr}=8.04$ mm y $V_{agr}=8.18$ ton) y que forma parte del segundo ciclo de desplazamientos, $\Delta=8$ mm; las grietas aparecieron en ambos lados de la trabe con un ancho de grieta de 0.2 mm. Al finalizar los ciclos correspondientes al desplazamiento de $\Delta=8$ mm, ya se observaba agrietamiento diagonal a ambos lados de la viga en las dos direcciones (figura. 6.13a), grietas que darían el comienzo de la formación de los puntales a compresión y serían el comienzo de las grietas principales.

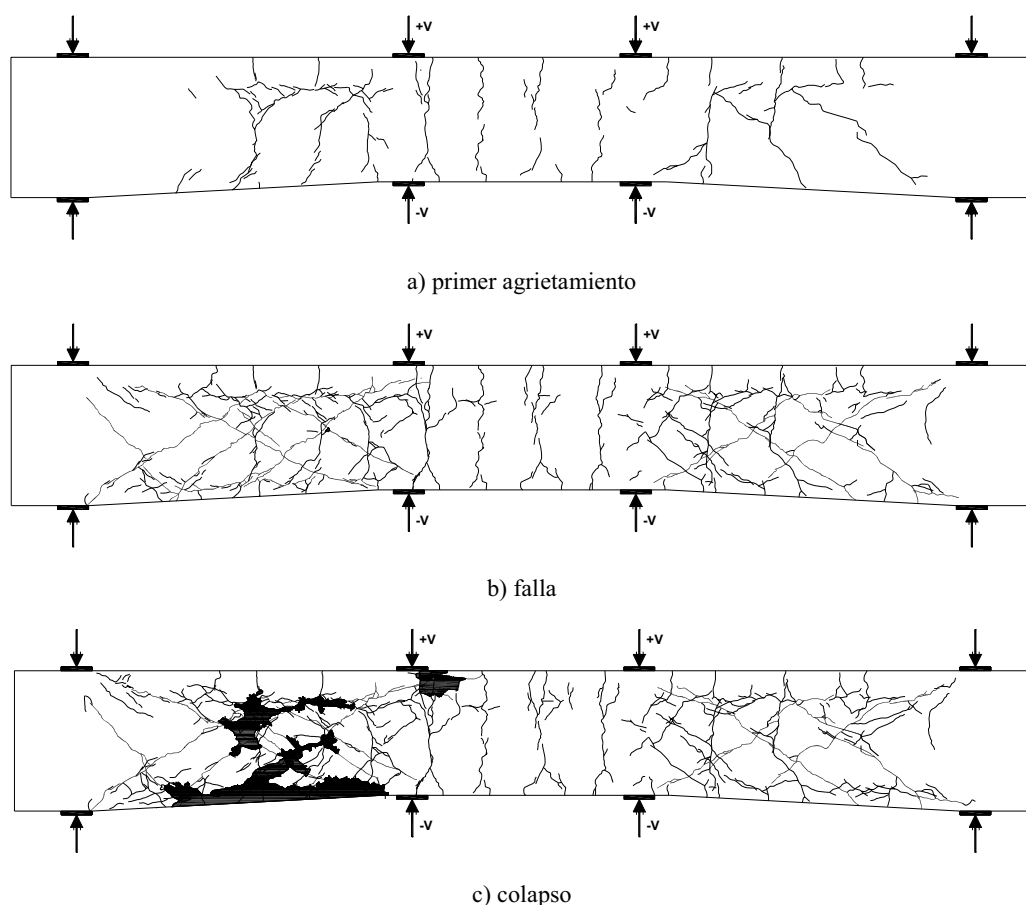
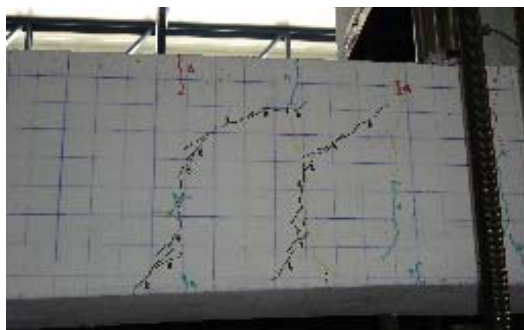


Figura 6.12. Evolución del agrietamiento

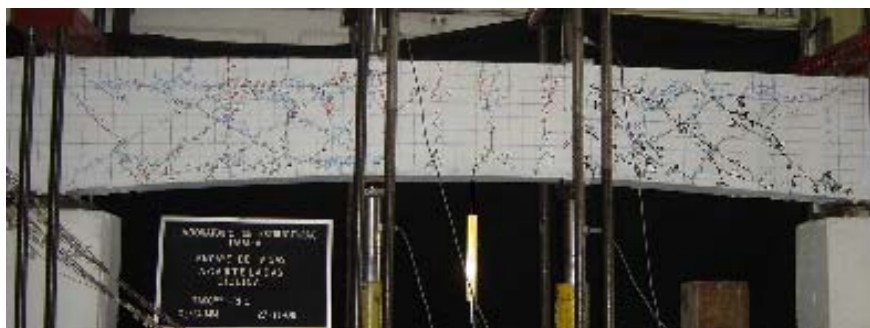
Durante los siguientes ciclos, aparecieron nuevas grietas siguiendo la tendencia de las primeras y con el incremento en la deflexión demandada, las grietas inclinadas se extendieron y aumentaron su anchura; abriéndose o cerrándose según la dirección de la carga. En general, estas grietas consistían en grietas paralelas a una grieta principal extendida desde los puntos de aplicación de carga hasta los apoyos.

En el semiciclo positivo correspondiente al desplazamiento $\Delta=+12$ mm, el ancho de grieta en el lado izquierdo era de 1 mm aumentando en el siguiente ciclo ($\Delta=16$ mm) a un ancho de grieta de 1.25 mm. En los ciclos correspondientes al desplazamiento $\Delta=20$ mm se presentó la falla de la trabe ($\Delta_u=24.10$ mm y $V_u=20.75$ ton, lado izquierdo) con un ancho de

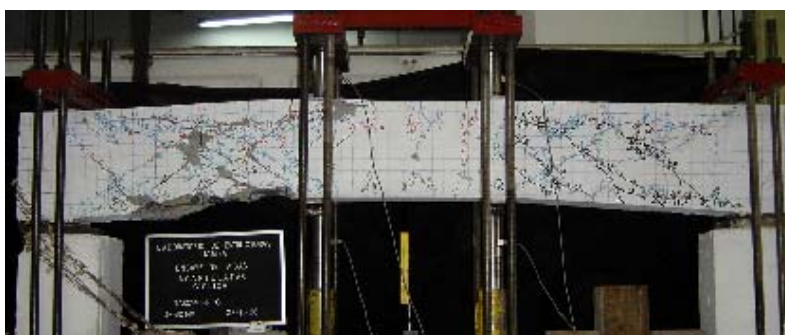
grieta de 2 mm (figura 6.13b). Para los siguientes ciclos ($\Delta=24$ mm y $\Delta=28$ mm), el incremento en la anchura de las grietas fue significativo, con un ancho de grieta de 3 mm y 6 mm respectivamente.



a) primer agrietamiento a $\Delta=8$ mm



b) ciclo $\Delta=24$ mm, falla de la trabe lado izquierdo



c) ciclo $\Delta=32$ mm, colapso de la trabe

Figura 6.13. Elemento TASC α 1-R1-c durante la prueba

El colapso de la trabe ocurrió en el primer ciclo correspondiente a $\Delta=32$ mm ($\Delta_{clps}=36.46$ mm y $V_{clps}=12.92$ ton), en el cual se presentó un desprendimiento de concreto del refuerzo inferior perdiendo la adherencia del concreto en el lecho inferior del refuerzo longitudinal (figura 6.14), perdiendo capacidad de carga.

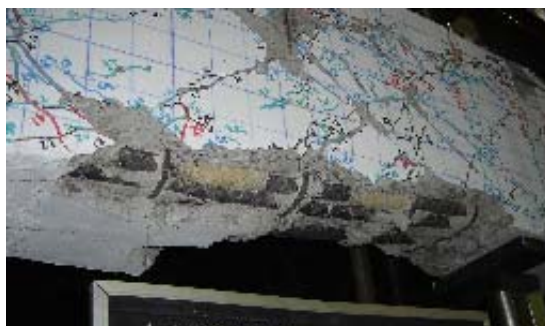


Figura 6.14. Detalle del daño lado izquierdo: desprendimiento de concreto y pérdida de adherencia

6.4.2 COMPORTAMIENTO CARGA-DEFLEXIÓN

En la figura 6.15 se muestra la curva de histéresis obtenida para el elemento TASC α 1-R1-c, donde la deflexión, Δ , es la que fue medida en el centro del claro de la trabe, y el cortante, V , es el que corresponde al extremo acartelado donde se presentó la falla por cortante (lado izquierdo).

El cortante máximo resistido fue 20.75 ton, ligeramente mayor a la resistencia predicha de acuerdo con la propuesta de Tena-Colunga *et al.* (2007) y el desplazamiento máximo fue 36.46 mm. El comportamiento fuerza cortante contra deflexión al centro del claro presentó un estrangulamiento en el origen, que es común en estructuras con fallas a cortante. Se observó que la degradación de rigidez entre los ciclos fue gradual desde el primer agrietamiento hasta la falla, es decir, la rigidez no se redujo de manera abrupta entre ciclos consecutivos. También se aprecia una ligera asimetría en la gráfica de histéresis (figura 6.15), la cual se acredita tanto al armado longitudinal como a la geometría de las trabes y peso propio.

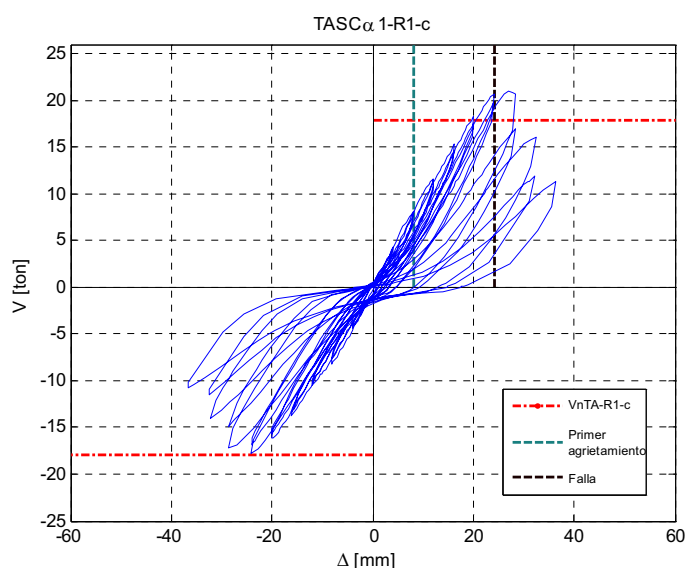


Figura 6.15. Gráfica de histéresis, TASC α 1-R1-c

El comportamiento fuerza cortante contra deflexión al centro del claro presentó un comportamiento histerético bien definido donde se aprecia una resistencia y rigidez menor que el elemento TASC α 0-R1-c.

En los últimos ciclos puede observarse el efecto del agrietamiento y el daño causado por éste. Ya que al aumentar la demanda de deformación el puntal de concreto previamente agrietado cuando V iba en la otra dirección, no puede desarrollar compresión hasta que se cierren las grietas que se abrieron previamente, y hasta que no se apoye en los estribos. Una vez cerradas las grietas la rigidez original se alcanza al apoyarse los bloques de concreto agrietado en los estribos.

6.4.3 ANÁLISIS DE LA INSTRUMENTACIÓN INTERNA

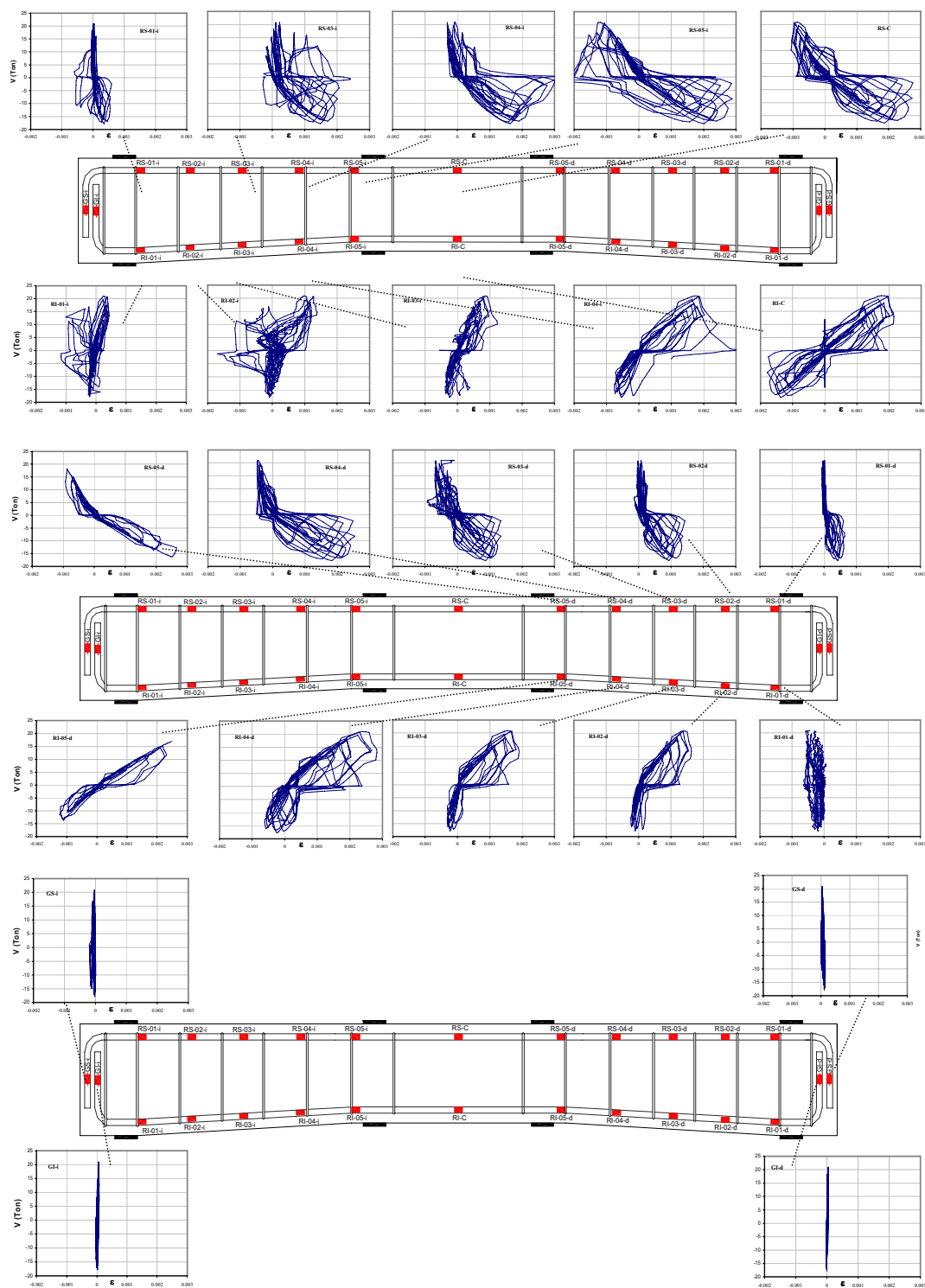
En esta sección se presenta la evaluación del comportamiento del elemento TASC α 1-R1-c con base en los registros de los deformímetros adheridos al refuerzo longitudinal y transversal. Los puntos omitidos indican que el deformímetro funcionó mal o falló durante la prueba.

6.4.3.1 REFUERZO LONGITUDINAL

En la figura. 6.16 se presenta el comportamiento carga-deformación de los deformímetros eléctricos ubicados en la barra de borde del lecho inferior (RI) y superior (RS) del refuerzo longitudinal, los cuales se consideraron representativos de todo el lecho. Dichos dispositivos se dividen en dos grupos; los representativos del lado izquierdo (i) y los del lado derecho (d) de la trabe y los del centro del claro (C).

De las graficas se observa un proceso evolutivo de deformación conforme la instrumentación se acerca al centro del claro, donde los deformímetros que sufren deformaciones de fluencia son aquéllos cercanos al punto de aplicación de carga (RS-04-i, RS-05-i y RI-04-i, RI-05-i, así como sus similares del lado derecho) y los deformímetros centrales (RS-C y RI-C).

Los niveles de deformación observados fueron muy parecidos en ambos lados de la viga. Por ejemplo, si comparamos el deformímetro RS-04-d con su similar izquierdo RS-04-i y a su vez sus similares del lecho inferior, podemos observar que presentan un comportamiento muy parecido (figura 6.16). Sin embargo, el efecto del agrietamiento se observa en el lado izquierdo, donde se presentan distorsiones en las primeras gráficas de los deformímetros (RS-01-i a RS-03-i y sus similares del lecho inferior), lo que resulta coherente con el patrón de daño, las mayores anchuras de grieta y el aplastamiento del concreto observados en ese lado (figura 6.13c). También se observan que las deformaciones de los ganchos de anclaje (GS y GI) fueron despreciables durante todo el proceso de prueba (figura 6.16).

Figura 6.16. Deformaciones en el refuerzo longitudinal (TASC α 1-R1-c)

Las gráficas de histéresis de los deformímetros eléctricos presentan el mismo efecto de estrangulamiento en el origen que su similar de carga-deformación del elemento (figura 6.15). También presentan una asimetría coherente con el efecto de demanda de deformación ya que es evidente que la mayor demanda ocurre a tensión que a compresión de los elementos, lo que puede verificarse con las gráficas de la figura 6.16.

6.4.3.2 REFUERZO TRANSVERSAL

En la figura 6.17 se presentan las gráficas carga-deformación de los deformímetros ubicados en el refuerzo transversal.

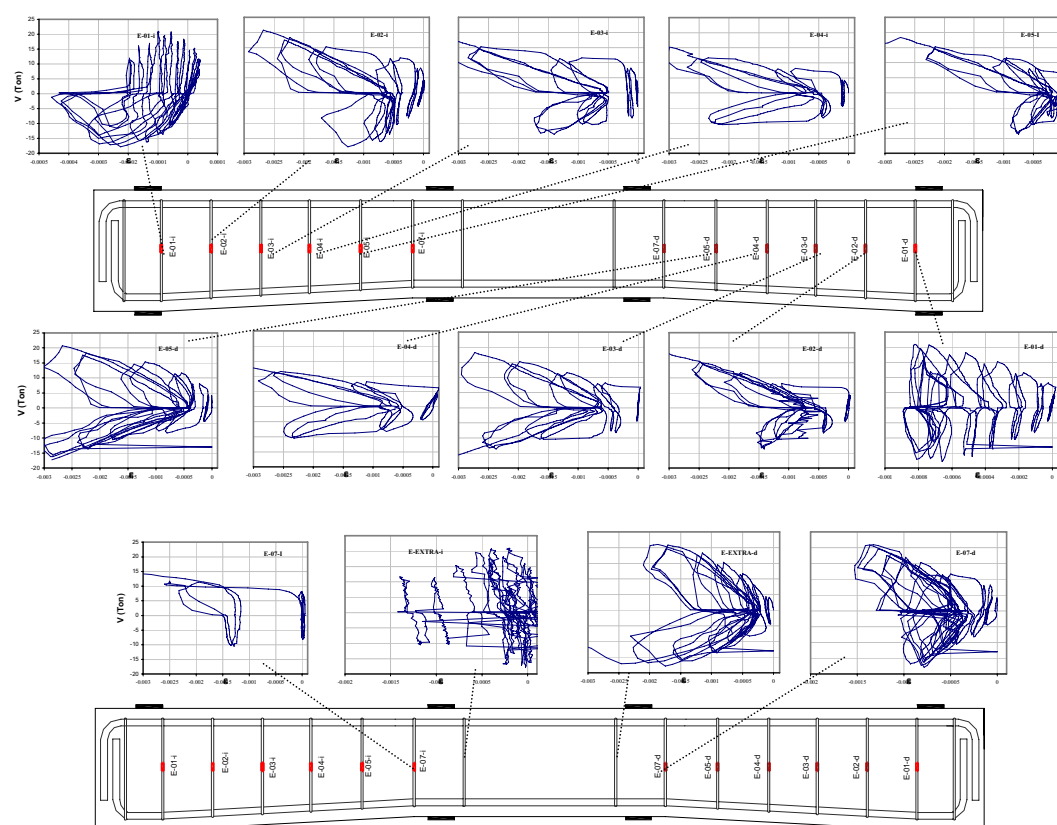


Figura 6.17. Deformaciones en el refuerzo transversal (TASCα1-R1-c)

La mayoría de estribos presentaron una deformación de fluencia al término de la prueba y fueron los que resintieron notablemente la aparición de grietas. Se sabe que en general, las grietas a flexión y cortante que se abrieron en una dirección de carga tienden a cerrarse con la reversión de carga y el acero a recuperarse; sin embargo, las grietas debidas a corte tienden a abrirse más que las de flexión con cada repetición de ciclo de carga, y los estribos a abrirse, aún si la magnitud de la deformación en dichas repeticiones de ciclo se mantiene

constante. Enfocado esto a partir del mecanismo de la armadura, el puntal de compresión debe recorrer mayores distancias antes de encontrar apoyo en el estribo. Esto implica mayor deformación en el elemento para que se reestablezca este contacto, tal comportamiento es el observado en la figura 6.17.

6.5 ELEMENTO TASC α 2-R1-c

El elemento TASC α 2-R1-c fue sometido a carga cíclica reversible. La historia de desplazamientos se presenta en la figura. 5.2b. La convención de signos en lo referente a la dirección de la carga es la descrita en el capítulo tres. El concreto empleado en la construcción del elemento TASC α 2-R1-c tenía una resistencia nominal a la compresión de 217 kg/cm² (apéndice A).

El patrón de daño observado fue muy similar en ambas direcciones de carga. El daño se caracterizó por la formación de grietas inclinadas con ángulos de orientación variables con respecto al plano horizontal de 34° en la dirección positiva y de 37° en la dirección negativa del lado donde ocurrió la falla (figura 6.18), grietas que formaron parte de los puntales a compresión. En general, las grietas se extendían desde los puntos de aplicación de carga hasta los apoyos, mientras que el patrón de agrietamiento de falla difiere de los dos elementos anteriores, ya que en este elemento se formó sólo una grieta principal bien definida y para los anteriores elementos se formaban tres grietas paralelas principales que definían el puntal de compresión.

La aparición de grietas se propagó en ambas direcciones y, durante la prueba, se observó nivel de deterioro similar en los dos sentidos de carga. Al igual que en los elementos anteriores, las mayores anchuras de grieta se midieron en la dirección positiva y la falla se presentó al incrementar la deflexión en esta dirección. Se observó que las principales grietas correspondieron a los semiciclos positivos, los cuales definieron de manera clara la orientación y ubicación de la falla diagonal principal. También se observaron grietas principales simultáneas a la de falla que siguieron la dirección del acero longitudinal.

La carga máxima resistida por el elemento TASC α 2-R1-c fue de +13.23 ton (que corresponde a la falla) y la deflexión máxima al centro del claro, en la dirección positiva, fue $\Delta = +32.40$ mm. En la dirección negativa, la máxima deflexión alcanzada fue -32.6 mm, y una carga máxima $V = -10.9$ ton. Las grietas debidas a fallas atravesaron el espesor de la trabe y fueron similares en ambas caras (figura 6.19).



Figura 6.18. Dirección y ángulo de las grietas principales, elemento TASCα2-R1-c



Figura 6.19. Principales grietas lado derecho, falla

6.5.1 EVOLUCIÓN DEL DAÑO

Se empleó el mismo patrón de colores para marcar las grietas que aparecían durante la prueba en los picos de máxima deflexión en cada ciclo siguiendo la metodología descrita en el capítulo cinco para marcar las grietas y simultáneamente se tomaron las fotografías correspondientes. En la figura. 6.20 se presentan los agrietamientos registrados después del primer ciclo de cada deflexión de los desplazamientos característicos (Δ_{agr} , Δ_u y Δ_{clps}).

El primer indicio de daño fue la aparición de pequeñas grietas de flexión en toda la trabe en los primeros ciclos ($\Delta=4$ mm). El primer agrietamiento diagonal ocurrió del lado derecho ($\Delta_{agr}=8.0$ mm y $V_{agr}=6.16$ ton) y que forma parte del primer ciclo de desplazamientos, $\Delta=8$ mm, las grietas aparecieron en ambos lados de la trabe con un ancho de grieta de 0.4 mm. Al finalizar los ciclos correspondientes al desplazamiento de $\Delta=8$ mm, ya se observaba agrietamiento diagonal a ambos lados de la viga, en las dos direcciones (figura. 6.21a), grietas que serían el comienzo de las grietas principales.

Durante los siguientes ciclos, aparecieron nuevas grietas siguiendo la tendencia de las primeras y con el incremento en la deflexión demandada, las grietas inclinadas se extendieron y aumentaron su anchura; abriéndose o cerrándose según la dirección de la carga. En general, estas grietas consistían en grietas paralelas al refuerzo longitudinal (lecho inferior y superior) y grietas principales extendidas desde los puntos de aplicación de carga hasta los apoyos (figura 6.19).

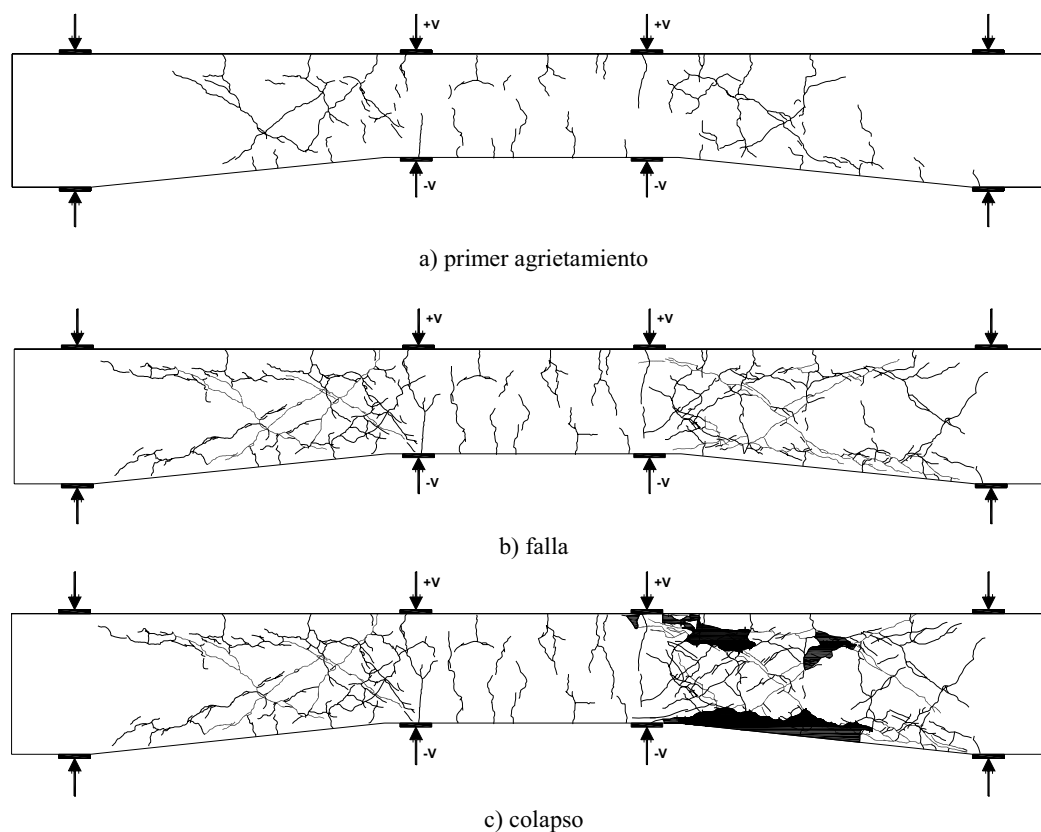


Figura 6.20. Evolución del agrietamiento

En el semiciclo positivo correspondiente al desplazamiento $\Delta=+12$ mm, el ancho de grieta en los lados izquierdo y derecho es de 0.8 mm, aumentando en el siguiente ciclo ($\Delta=16$ mm) a un ancho de grieta de 2 mm, lado derecho. En los ciclos correspondientes al desplazamiento $\Delta=20$ mm se presentó la falla de la trabe ($\Delta_u=24.10$ mm y $V_u=20.75$ ton, lado derecho) con un ancho de grieta de 2.5 mm y 0.9 mm lado izquierdo (figura 6.21b). Para los siguientes ciclos ($\Delta=24$ mm y $\Delta=28$ mm) se presentó aplastamiento de concreto en el punto de carga superior para después desprenderse.

El colapso de la trabe ocurrió en el primer ciclo correspondiente a $\Delta=32$ mm ($\Delta_{clps}=32.40$ mm y $V_{clps}=7.55$ ton), en el cual se presentó una pérdida de adherencia del concreto del refuerzo longitudinal inferior derecho, ocasionando en los siguientes ciclos de repetición el desprendimiento de concreto (figura 6.21c), perdiendo capacidad de carga.

a) primer agrietamiento a $\Delta=8$ mmb) ciclo $\Delta=20$ mm, falla de la trabe lado derechoc) ciclo $\Delta=32$ mm, colapso de la trabe**Figura 6.21. Elemento TASCα2-R1-c durante la prueba**

6.5.2 COMPORTAMIENTO CARGA-DEFLEXIÓN

En la figura 6.22 se muestra la curva de histéresis obtenida para el elemento TASCα2-R1-c, donde la deflexión, Δ , es la que fue medida en el centro del claro de la trabe, y el cortante, V , es el que corresponde al extremo acartelado donde se presentó la falla por cortante (lado derecho).

El cortante máximo resistido fue 13.23 ton, menor a la resistencia predicha de acuerdo con la propuesta de Tena-Colunga *et al.* (2007) y el desplazamiento máximo fue 32.40 mm. El comportamiento fuerza cortante contra deflexión al centro del claro presentó un estrangulamiento en el origen, que es común en estructuras con fallas a cortante. Se observó que la degradación de rigidez fue gradual desde el primer agrietamiento hasta la falla, similar a la de los otros elementos. También se aprecia una ligera asimetría en la gráfica de

histéresis (figura 6.22), la cual se acredita tanto al armado longitudinal como a la geometría de las trabes y peso propio.

El comportamiento fuerza cortante contra deflexión al centro del claro presentó un comportamiento histerético bien definido donde se aprecia una resistencia y rigidez menor que los elementos anteriores, comenzándose a notar el efecto de la geometría y el ángulo de acartelamiento de las trabes.

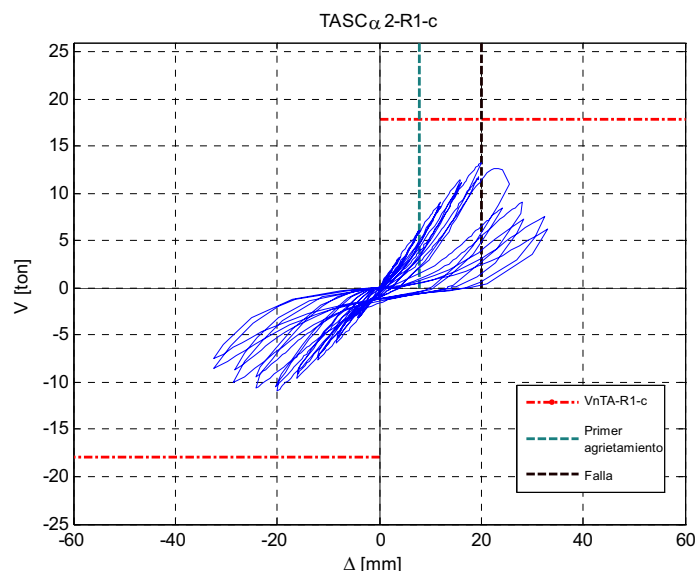


Figura 6.22. Gráfica de histéresis, TASCα2-R1-c

En los últimos ciclos se observa el mismo efecto del agrietamiento y el daño causado por éste con el descrito en el elemento TASCα1-R1-c.

6.5.3 ANÁLISIS DE LA INSTRUMENTACIÓN INTERNA

En esta sección se presenta la evaluación del comportamiento del elemento TASCα2-R1-c con base en los registros de los deformímetros adheridos al refuerzo longitudinal y transversal. Los puntos omitidos indican que el deformímetro funcionó mal o falló durante la prueba.

6.5.3.1 REFUERZO LONGITUDINAL

En la figura. 6.23 se presenta el comportamiento carga-deformación de los deformímetros eléctricos ubicados en la barra de borde del lecho inferior (RI) y superior (RS) del refuerzo longitudinal, los cuales se consideraron representativos de todo el lecho. Dichos dispositivos se dividen en dos grupos; los representativos del lado izquierdo (i) y los del lado derecho (d) de la trabe y los del centro del claro (C).

En las gráficas se observa un proceso evolutivo de deformación conforme la instrumentación se acerca al centro del claro, donde los deformímetros que sufren deformaciones de fluencia son aquellos cercanos al punto de aplicación de carga (RS-04-i, RS-05-i y RI-04-i, RI-05-i, así como sus similares del lado derecho) y los deformímetros centrales (RS-C y RI-C) para este elemento no presentaron demandas de fluencia, en especial el deformímetro RS-C, que sólo tomó lecturas de los primeros ciclos y después del primer agrietamiento se perdió.

Al comparar las deformaciones de ambos lados de la trabe (izquierdo y derecho), se observa que las deformaciones fueron similares en ambos lados de la viga. Sin embargo, el efecto del agrietamiento se observa en el lado derecho donde se presentan distorsiones en las gráficas de los deformímetros después del primer agrietamiento (RS-01-d a RS-05-d principalmente), lo que resulta coherente con el patrón de daño; las mayores anchuras de grieta y el aplastamiento del concreto observados en ese lado (figura 6.21c). También se observa que las deformaciones de los ganchos de anclaje (GS y GI) fueron despreciables durante todo el proceso de prueba (figura 6.23).

Las gráficas de histéresis de los deformímetros eléctricos presentan el mismo efecto de estrangulamiento en el origen que su similar de carga-deformación del elemento (figura 6.22). También presentan una asimetría coherente con el efecto de demanda de deformación, ya que es evidente que la mayor demanda ocurre a tensión que a compresión de los elementos, lo que puede verificarse con las gráficas de la figura 6.23.

6.5.3.2 REFUERZO TRANSVERSAL

En la figura 6.24 se presentan las gráficas carga-deformación de los deformímetros ubicados en el refuerzo transversal.

Todos los estribos estuvieron sujetos a tensión durante el ensaye y al igual que los elementos anteriores fueron los que resintieron notablemente la aparición de grietas. Su comportamiento se vio determinado por la aparición y propagación de grietas, presentándose un comportamiento similar al descrito en los elementos anteriores. Los estribos que presentaron una deformación de fluencia al término de la prueba fueron los cercanos al punto de aplicación de carga.

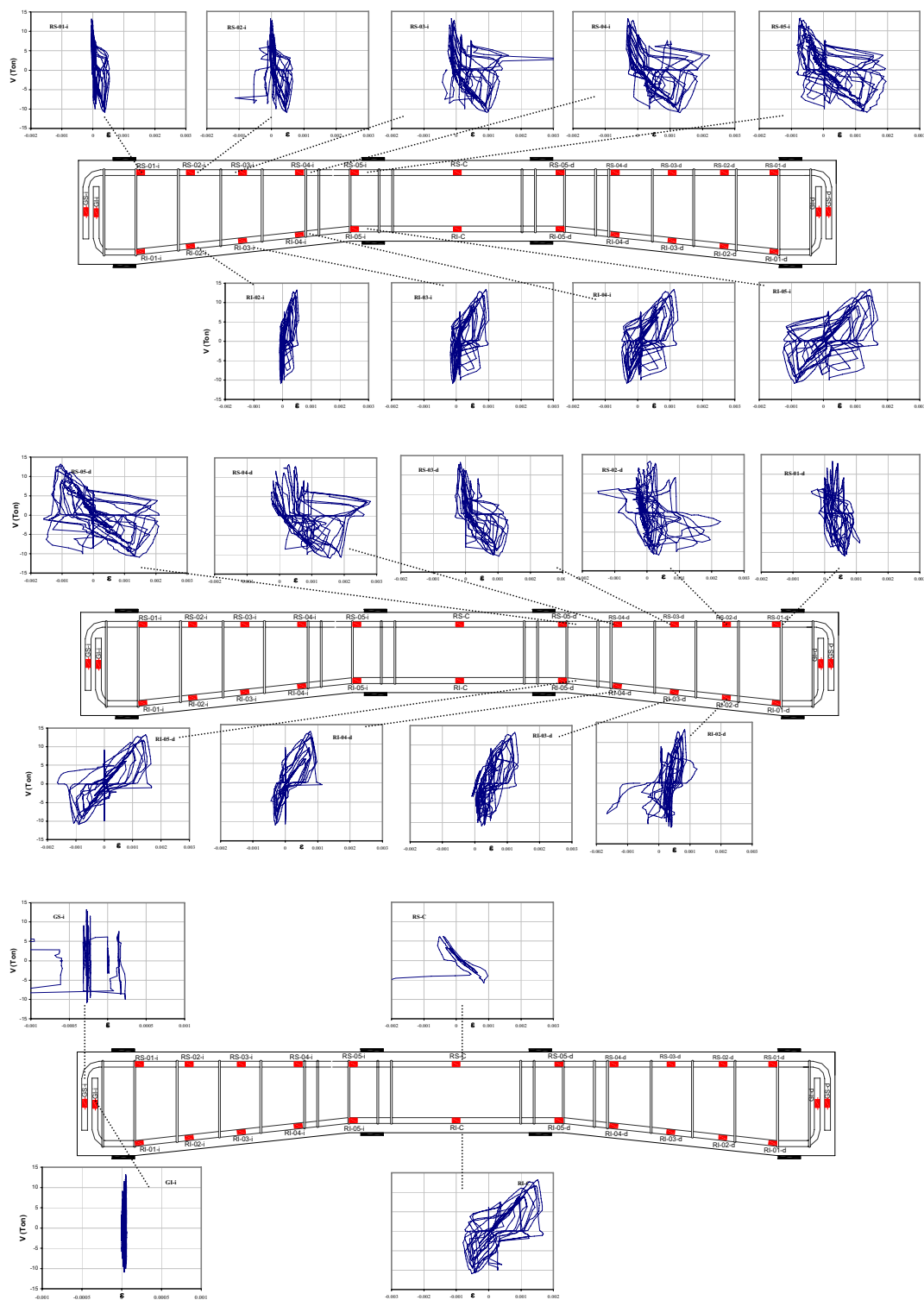


Figura 6.23. Deformaciones en el refuerzo longitudinal (TASC α 2-R1-c)

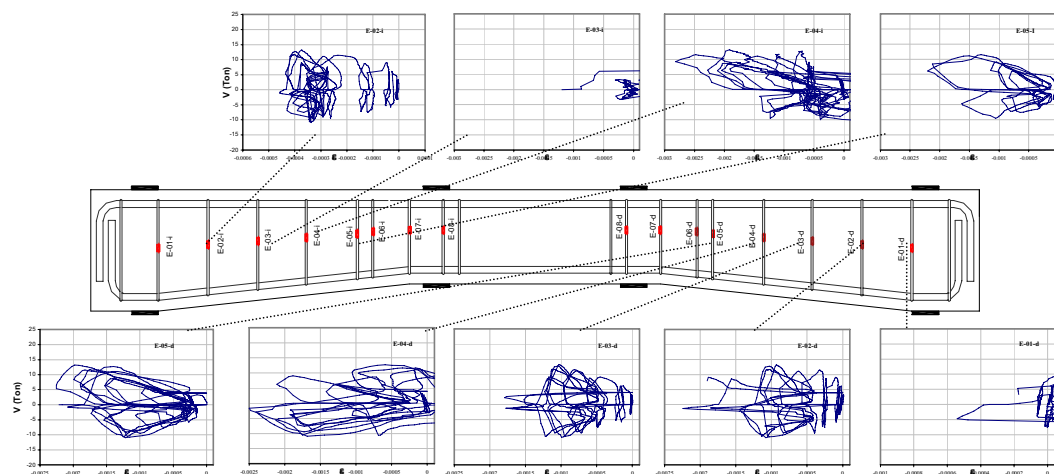


Figura 6.24. Deformaciones en el refuerzo transversal (TASC α 2-R1-c)

6.6 ELEMENTO TASC α 3-R1-c

El elemento TASC α 3-R1-c fue sometido a carga cíclica reversible. La historia de desplazamientos se presenta en la figura 5.2b. La convención de signos en lo referente a la dirección de la carga es la descrita en el capítulo tres. El concreto empleado en la construcción del elemento TASC α 3-R1-c tenía una resistencia nominal a la compresión de 284 kg/cm² (apéndice A).

El patrón de daño observado fue muy similar en ambas direcciones de carga. El daño se caracterizó por la formación de grietas inclinadas con ángulos de orientación variables con respecto al plano horizontal de 36° y 37° en la dirección positiva y de 24° en la dirección negativa del lado donde ocurrió la falla (figura 6.25), grietas que formaron parte de los puntales a compresión. En general, las grietas se extendían desde los puntos de aplicación de carga hasta los apoyos, mientras que el patrón de agrietamiento de falla difiere de los elementos TASC α 0-R1-c y TASC α 1-R1-c, ya que en este elemento se formaron grietas principales en la dirección del acero longitudinal simultaneas a la de falla, dichas grietas se definieron mejor que en el elemento anterior (TASC α 2-R1-c).

La aparición de grietas se propagó en ambas direcciones y, durante la prueba, se observó nivel de deterioro similar en los dos sentidos de carga. Al igual que en los elementos anteriores, las mayores anchuras de grieta se midieron en la dirección positiva y la falla se presentó al incrementar la deflexión en esta dirección. Se observó que las principales grietas correspondieron a los semiciclos positivos, los cuales definieron de manera clara la orientación y ubicación de la falla diagonal principal.

En este elemento se comenzó a hacerse más notorio el efecto de la componente vertical del acero longitudinal en la respuesta global del elemento, lo cual concuerda con la formación de grietas a lo largo del acero longitudinal las cuales estuvieron mejor definidas en el lecho inferior, permitiendo un deterioro gradual al elemento; principalmente la pérdida de

adherencia del refuerzo. Lo anterior se puede verificar con el patrón de agrietamiento observado durante la prueba (figura 6.27).

La carga máxima resistida por el elemento TASC α 3-R1-c fue de +13.7 ton (que corresponde a la falla) y la deflexión máxima al centro del claro, en la dirección positiva, fue $\Delta = +40.56$ mm. En la dirección negativa, la máxima deflexión alcanzada fue -42.56 mm, y una carga máxima $V = -10.71$ ton. Las grietas debidas a fallas atravesaron el espesor de la trabe y fueron similares en ambas caras.

6.6.1 EVOLUCIÓN DEL DAÑO

Se empleó el mismo patrón de colores para marcar las grietas que aparecían durante la prueba en la deflexión máxima de cada ciclo siguiendo la metodología descrita en el capítulo cinco para marcar las grietas y simultáneamente se tomaron las fotografías correspondientes. En la figura. 6.26 se presentan los agrietamientos registrados después del primer ciclo de cada deflexión de los desplazamientos característicos (Δ_{agr} , Δ_u y Δ_{clps}).

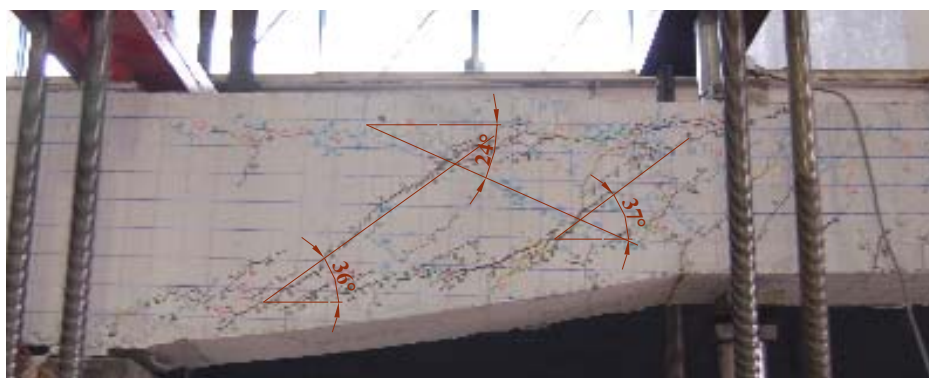


Figura 6.25. Dirección y ángulo de las grietas principales, elemento TASC α 3-R1-c

El primer indicio de daño fue la aparición de pequeñas grietas de flexión en el tercio central de la trabe y grietas diagonales en ambos lados de la viga en los primeros ciclos ($\Delta=4$ mm). El primer agrietamiento diagonal ocurrió del lado izquierdo ($\Delta_{agr}=4.06$ mm y $V_{agr}=2.92$ ton). Al finalizar los ciclos correspondientes al desplazamiento de $\Delta=8$ mm, ya se observaba agrietamiento diagonal a ambos lados de la viga, en las dos direcciones y un agrietamiento en la dirección del acero longitudinal, principalmente en el lecho inferior (figura. 6.27b), grietas que serían el comienzo de las grietas principales con un ancho de 0.3 mm y 0.5 en su repetición.

Durante los siguientes ciclos, aparecieron nuevas grietas siguiendo la tendencia de las primeras y con el incremento en la deflexión demandada, las grietas inclinadas y las formadas a lo largo del acero longitudinal se extendieron y aumentaron su anchura; abriéndose o cerrándose según la dirección de la carga. En general, estas grietas consistían en grietas paralelas al refuerzo longitudinal (lecho inferior y superior), grietas principales extendidas desde los puntos de aplicación de carga hasta los apoyos y grietas en verticales a

lo largo del acero longitudinal inferior dando indicio de la pérdida de adherencia de éste (figura 6.27).

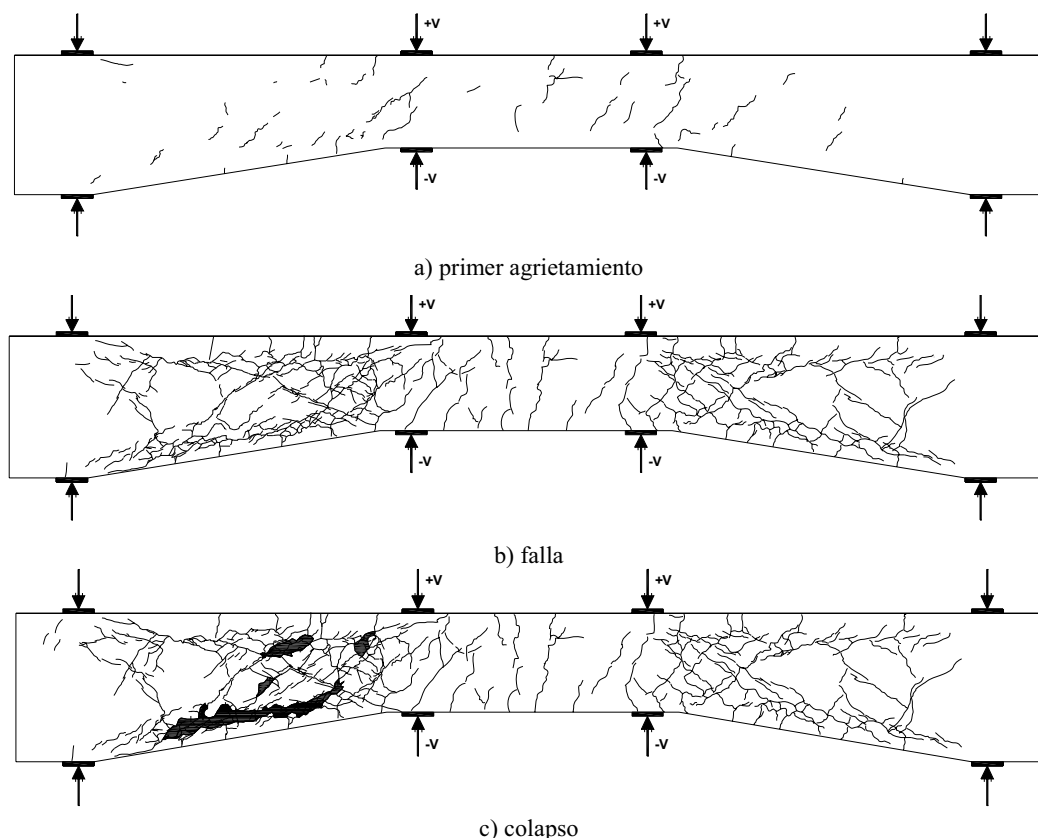
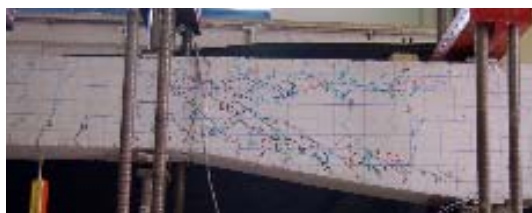
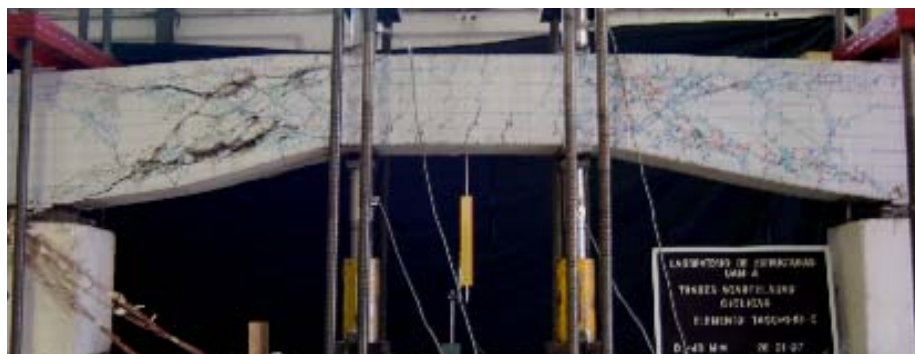


Figura 6.26. Evolución del agrietamiento

En el semiciclo positivo correspondiente al desplazamiento $\Delta=+12$ mm, el ancho de grieta en los lados izquierdo y derecho es de 0.5 mm, aumentando en el siguiente ciclo ($\Delta=16$ mm) a un ancho de grieta de 0.9 mm, lado izquierdo, y comenzaba a aparecer la primer grieta debido a la pérdida de adherencia en el lecho inferior. En los ciclos correspondientes al desplazamiento $\Delta=20$ mm el ancho de grieta era de 1.25 mm y apareció la segunda grieta de adherencia en el lado izquierdo. Para los ciclos correspondientes a $\Delta=24$ mm las grietas de adherencia comienzan a abrirse más; con un ancho de 1.5 mm y la longitud de la cartela izquierda comenzaba a ponderarse. En los ciclos de $\Delta=28$ mm, el incremento en la anchura de las grietas fue significativo, con un ancho de grieta de 3 mm. La falla de la trabe se presentó en el primer ciclo correspondiente a $\Delta=32$ mm del lado izquierdo, no alcanzándose dicho desplazamiento, presentándose un ancho de grieta de 4 mm y desprendimiento de concreto en ambos lados ($\Delta_u=29.28$ mm y $V_u=13.7$ ton, figura 6.27b). Para los siguientes ciclos ($\Delta=36$ mm y $\Delta=40$ mm) se presentó desprendimiento de concreto con un ancho de grieta de 8 mm. El colapso de la trabe ocurrió en el primer ciclo correspondiente a $\Delta=40$ mm ($\Delta_{clps}=40.56$ mm y $V_{clps}=9.77$ ton) donde se perdió capacidad de carga (figura 6.27c.)

a) primer agrietamiento a $\Delta=4$ mmb) ciclo $\Delta=32$ mm, falla de la trabe lado izquierdoc) semiciclo $\Delta=-40$ mm, colapso de la trabe (ciclo $\Delta=40$ mm)**Figura 6.27. Elemento TASC α 3-R1-c durante la prueba**

6.6.2 COMPORTAMIENTO CARGA-DEFLEXIÓN

En la figura 6.28 se muestra la curva de histéresis obtenida para el elemento TASC α 3-R1-c, donde la deflexión, Δ , es la que fue medida en el centro del claro de la trabe, y el cortante, V , es el que corresponde al extremo acartelado donde se presentó la falla por cortante (lado izquierdo).

El cortante máximo resistido fue 13.7 ton, menor a la resistencia predicha de acuerdo con la propuesta de Tena-Colunga *et al.* (2007) y el desplazamiento máximo fue 40.56 mm. El comportamiento fuerza cortante contra deflexión al centro del claro presentó un estrangulamiento en el origen, comportamiento visto en los elementos anteriores, que es común en estructuras con fallas a cortante. Se observó que la degradación de rigidez entre los ciclos fue gradual desde el primer agrietamiento hasta la falla, es decir, la rigidez no se redujo de manera abrupta entre ciclos consecutivos. También se aprecia una ligera asimetría en la gráfica de histéresis (figura 6.28), la cual se acredita tanto al armado longitudinal como a la geometría de las trabes y peso propio.

El comportamiento fuerza cortante contra deflexión al centro del claro presentó un comportamiento histerético bien definido donde se aprecia una resistencia y rigidez menor que los elementos anteriores, comenzándose a notar el efecto de la geometría y el ángulo de acartelamiento de las trabes.

En los últimos ciclos se observa el mismo efecto del agrietamiento y el daño causado por éste con el descrito en el elemento TASC α 1-R1-c.

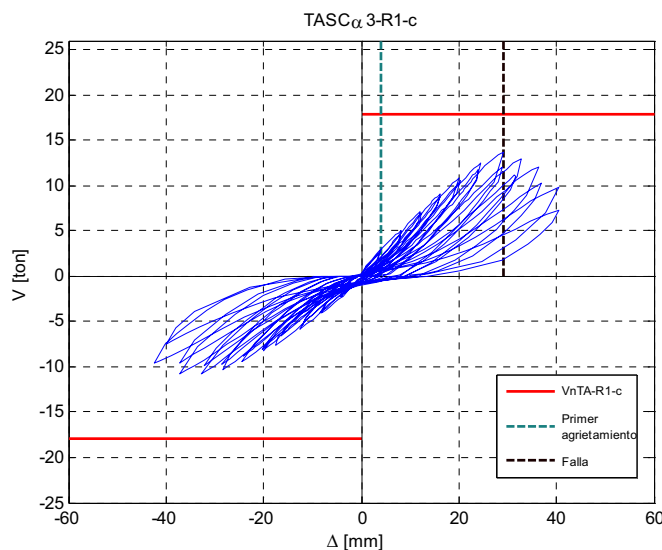


Figura 6.28. Gráfica de histéresis, TASC α 3-R1-c

6.6.3 ANÁLISIS DE LA INSTRUMENTACIÓN INTERNA

En esta sección se presenta la evaluación del comportamiento del elemento TASC α 3-R1-c con base en los registros de los deformímetros adheridos al refuerzo longitudinal y transversal. Los puntos omitidos indican que el deformímetro funcionó mal o falló durante la prueba.

6.6.3.1 REFUERZO LONGITUDINAL

En la figura. 6.29 se presenta el comportamiento carga-deformación de los deformímetros eléctricos ubicados en la barra de borde del lecho inferior (RI) y superior (RS) del refuerzo longitudinal, los cuales se consideraron representativos de todo el lecho. Dichos dispositivos se dividen en dos grupos; los representativos del lado izquierdo (i) y los del lado derecho (d) de la trabe y los del centro del claro (C).

En las gráficas se observa un proceso evolutivo de deformación conforme la instrumentación se acerca al centro del claro, donde los deformímetros que sufren deformaciones de fluencia son aquellos cercanos al punto de aplicación de carga (RS-04-i, RS-05-i y RI-04-i, RI-05-i, así como sus similares del lado derecho) y así como los deformímetros centrales (RS-C y RI-C).

Al comparar las deformaciones de ambos lados de la trabe (izquierdo y derecho), se observa el efecto del agrietamiento en el lado izquierdo donde se presentan distorsiones en las gráficas de los deformímetros después del primer agrietamiento (RS-02-i a RS-05-i y sus similares del lecho inferior), lo que resulta coherente con el patrón de daño; las mayores anchuras de grieta y el aplastamiento del concreto observados en ese lado (figura 6.27c). También se observa que las deformaciones de los ganchos de anclaje (GS y GI) fueron despreciables durante todo el proceso de prueba (figura 6.23).

Para este elemento las gráficas de histéresis de los deformímetros eléctricos no presentan el efecto de estrangulamiento definido en el origen que su similar de carga-deformación del elemento (figura 6.28) pero si presentan una asimetría coherente con el efecto de demanda de deformación, ya que es evidente que la mayor demanda ocurre a tensión que a compresión de los elementos, lo que puede verificarse con las gráficas de la figura 6.29.

6.6.3.2 REFUERZO TRANSVERSAL

En la figura 6.30 se presentan las gráficas carga-deformación de los deformímetros ubicados en el refuerzo transversal.

Todos los estribos estuvieron sujetos a tensión durante el ensaye y al igual que los elementos anteriores fueron los que resintieron notablemente la aparición de grietas. Los estribos que presentaron una deformación de fluencia al término de la prueba fueron los cercanos al punto de aplicación de carga (E-04-i a E-07-i y sus similares del lado derecho) a excepción de los estribos E-08-d y E-08-i los cuales no presentaron fluencia.

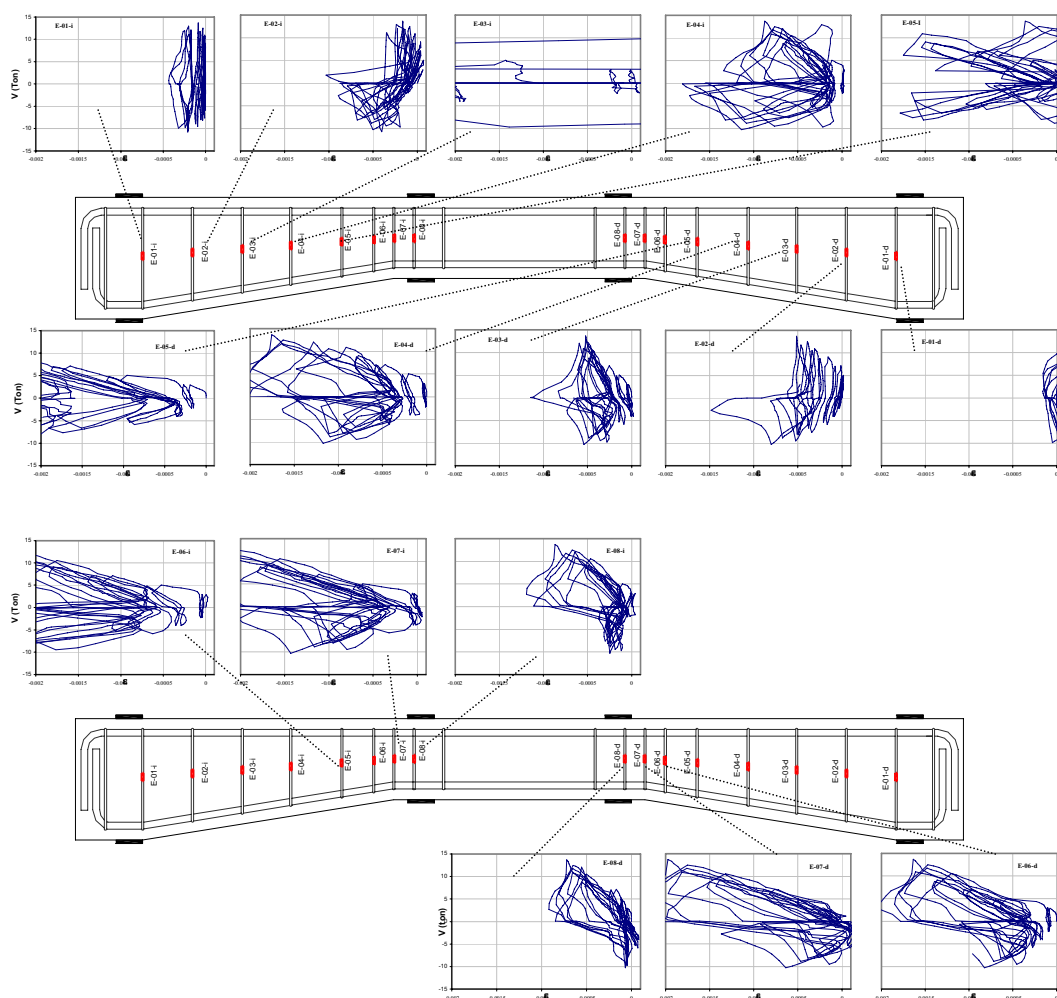


Figura 6.30. Deformaciones en el refuerzo transversal (TASCα3-R1-c)

6.7 ELEMENTO TASCα4-R1-c

El elemento TASCα4-R1-c fue sometido a carga cíclica reversible. Se utilizó el mismo procedimiento de prueba que en los elementos anteriores (historia de desplazamientos y convención de signos). El concreto empleado en la construcción del elemento TASCα4-R1-c tenía una resistencia nominal a la compresión de 245 kg/cm² (apéndice A).

El patrón de daño observado fue muy similar en ambas direcciones de carga. El daño se caracterizó por la formación de grietas inclinadas con ángulos de orientación variables con respecto al plano horizontal de 18° y 31° en la dirección positiva y de 29° en la dirección negativa del lado donde ocurrió la falla (figura 6.31), grietas que formaron parte de los puntales a compresión y que comenzaron a formarse casi a la mitad de la cartela y cerca del

vértice hacia el punto de aplicación de carga. En general, las grietas se extendían desde los puntos de aplicación de carga hasta los apoyos, mientras que el patrón de agrietamiento de falla difiere de los elementos TASC α 0-R1-c y TASC α 1-R1-c, ya que en este elemento se formaron grietas principales en la dirección del acero longitudinal simultáneas a la de falla (grietas de adherencia). Este comportamiento es más parecido en los últimos tres elementos (TASC α 2-R1-c, TASC α 3-R1-c y TASC α 4-R1-c).

La aparición de grietas se propagó en ambas direcciones y, durante la prueba, se observó nivel de deterioro similar en los dos sentidos de carga. Al igual que en los elementos anteriores, las mayores anchuras de grieta se midieron en la dirección positiva y la falla se presentó al incrementar la deflexión en esta dirección. Se observó que las principales grietas correspondieron a los semiciclos positivos, los cuales definieron de manera clara la orientación y ubicación de la falla diagonal principal.

En este elemento, como en el anterior, se comenzó a hacerse más notorio el efecto de la componente vertical del acero longitudinal en la respuesta global del elemento, lo cual concuerda con la formación de grietas a lo largo del acero longitudinal las cuales estuvieron mejor definidas en el lecho inferior, permitiendo un deterioro gradual al elemento; principalmente la pérdida de adherencia del refuerzo. Lo anterior se puede verificar con el patrón de agrietamiento observado durante la prueba (figura 6.32).

La carga máxima resistida por el elemento TASC α 3-R1-c fue de +7.88 ton (que corresponde a la falla) y la deflexión máxima al centro del claro, en la dirección positiva, fue $\Delta = +57.88$ mm. En la dirección negativa, la máxima deflexión alcanzada fue -56.9 mm, y una carga máxima $V = -8.53$ ton. Las grietas debidas a fallas atravesaron el espesor de la trabe y fueron similares en ambas caras.

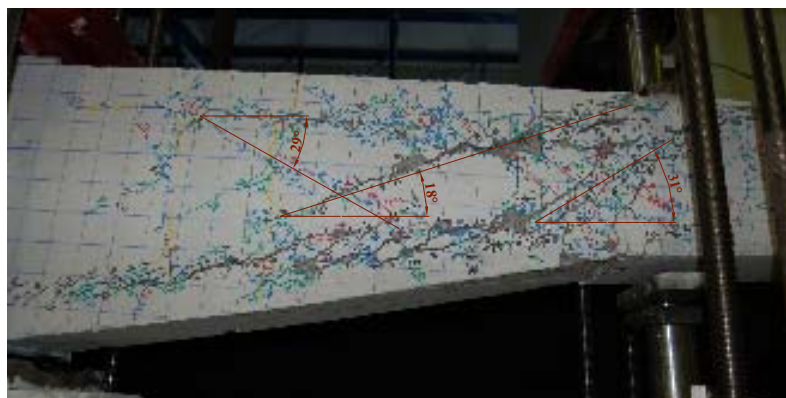


Figura 6.31. Dirección y ángulo de las grietas principales, elemento TASC α 4-R1-c

6.7.1 EVOLUCIÓN DEL DAÑO

Se empleó el mismo patrón de colores para marcar las grietas que aparecían durante la prueba en los picos de máxima deflexión en cada ciclo siguiendo la metodología descrita en el capítulo cinco para marcar las grietas y simultáneamente se tomaron las fotografías

correspondientes. En la figura. 6.32 se presentan los agrietamientos registrados después del primer ciclo de cada deflexión de los desplazamientos característicos (Δ_{agr} , Δ_u y Δ_{clps}).

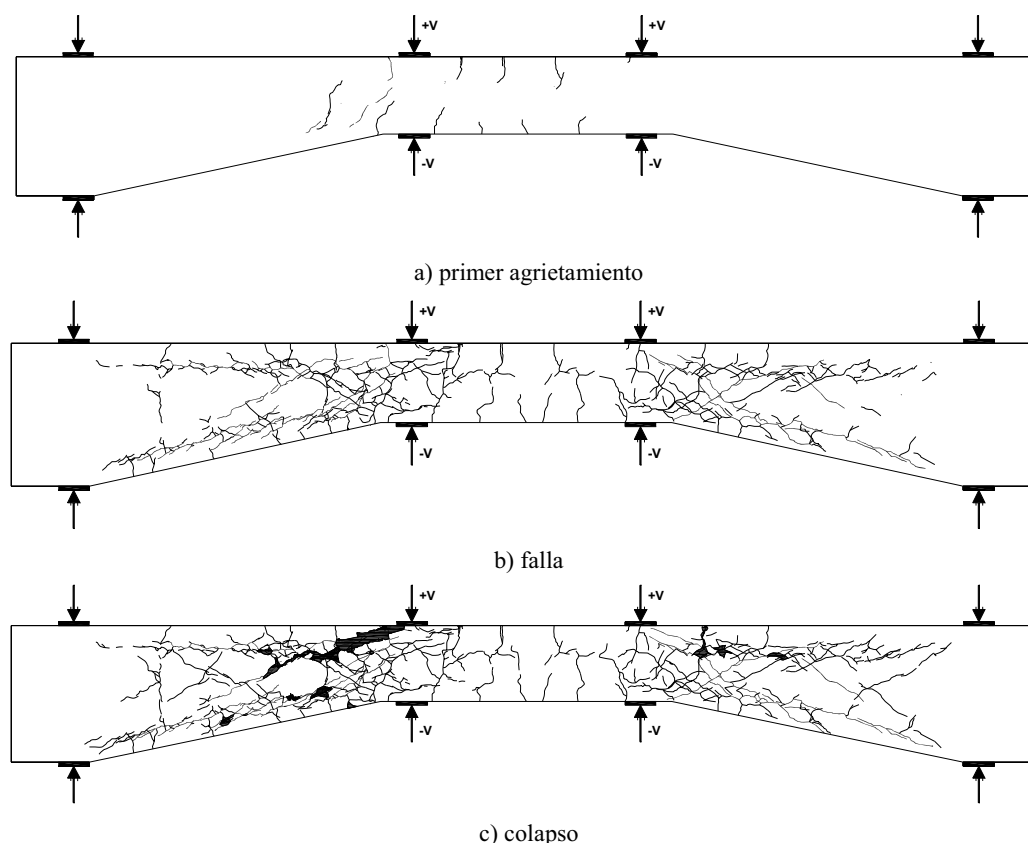


Figura 6.32. Evolución del agrietamiento

El primer indicio de daño fue la aparición de pequeñas grietas de flexión en el tercio central de la trabe y grietas diagonales en ambos lados de la viga en los primeros ciclos ($\Delta=4$ mm). El primer agrietamiento diagonal ocurrió del lado izquierdo ($\Delta_{agr}=4.08$ mm y $V_{agr}=1.52$ ton). Al finalizar los ciclos correspondientes al desplazamiento de $\Delta=8$ mm y $\Delta=12$ mm, ya se observaba agrietamiento diagonal a ambos lados de la viga, en las dos direcciones y un agrietamiento en la dirección del acero longitudinal, principalmente en el lecho inferior (figura. 6.33b), grietas que serían el comienzo de las grietas principales con un ancho de 0.4 mm.

Durante los siguientes ciclos, aparecieron nuevas grietas siguiendo la tendencia de las primeras y con el incremento en la deflexión demandada, las grietas inclinadas y las formadas a lo largo del acero longitudinal se extendieron y aumentaron su anchura; abriéndose o cerrándose según la dirección de la carga. En general, estas grietas eran grietas paralelas al refuerzo longitudinal (lecho inferior y superior), grietas principales extendidas desde los puntos de aplicación de carga hasta los apoyos y grietas verticales (normales) al

acero longitudinal inferior a todo su largo, dando indicio de la pérdida de adherencia de éste (figura 6.33).

En el semiciclo positivo correspondiente al desplazamiento $\Delta=+16$ mm, el ancho de grieta en el lado izquierdo es de 0.9 mm, aumentando en el siguiente ciclo de repetición ($\Delta=16$ mm) a un ancho de grieta de 1.25 mm, lado izquierdo, y comenzaba a aparecer la primera grieta debido a la pérdida de adherencia en el lecho inferior. En los ciclos correspondientes al desplazamiento $\Delta=20$ mm a $\Delta=28$ mm el ancho de grieta fue evolucionando con un ancho de 1.5 mm a 2.0 mm y las grietas de adherencia en ambos lados se hicieron más notorias. La falla de la trabe se presentó en el primer ciclo correspondiente a $\Delta=32$ mm del lado izquierdo, presentándose un ancho de grieta de 2.5 mm ($\Delta_u=33.92$ mm y $V_u=7.88$ ton, figura 6.33b)

Para los ciclos correspondientes a $\Delta=36$ mm y $\Delta=40$ mm las grietas de adherencia comienzan a abrirse más, con un ancho de 3 mm y la longitud de la cartela izquierda comenzaba a ponderarse y se presentaba desprendimiento del concreto en el vértice izquierdo (punto de aplicación de carga). En los ciclos de $\Delta=44$ mm a $\Delta=48$ mm, el incremento en la anchura de las grietas fue significativo, con un ancho de grieta de 3.5 mm y un desprendimiento de concreto mayor en el punto de aplicación de carga en el lado izquierdo; provocando una falla local entre los puntos de aplicación de carga del lado izquierdo. Para los siguientes ciclos ($\Delta=52$ mm y $\Delta=56$ mm), se presentó desprendimiento de concreto y en estos ciclos se presentó un pandeo longitudinal de la trabe (figura 6.33c). El colapso de la trabe ocurrió en el primer ciclo correspondiente a $\Delta=56$ mm ($\Delta_{clps}=57.88$ mm y $V_{clps}=5.12$ ton) donde se perdió capacidad de carga (figura 6.33c.) debido a la falla local por fractura entre los puntos de aplicación de carga del lado izquierdo.

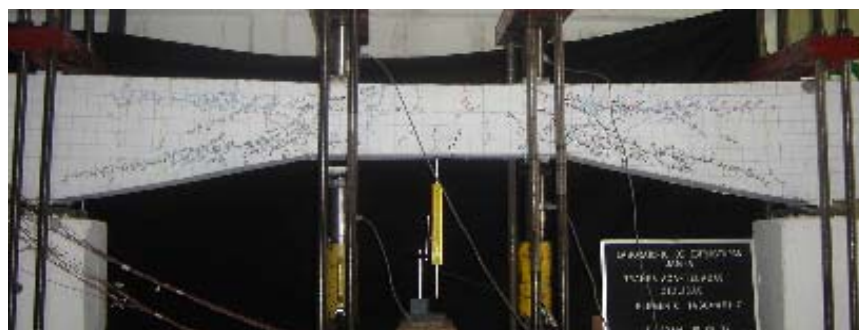
6.7.2 COMPORTAMIENTO CARGA-DEFLEXIÓN

En la figura 6.34 se muestra la curva de histéresis obtenida para el elemento TASC α 4-R1-c, donde la deflexión, Δ , es la que fue medida en el centro del claro de la trabe, y el cortante, V , es el que corresponde al extremo acartelado donde se presentó la falla por cortante (lado izquierdo).

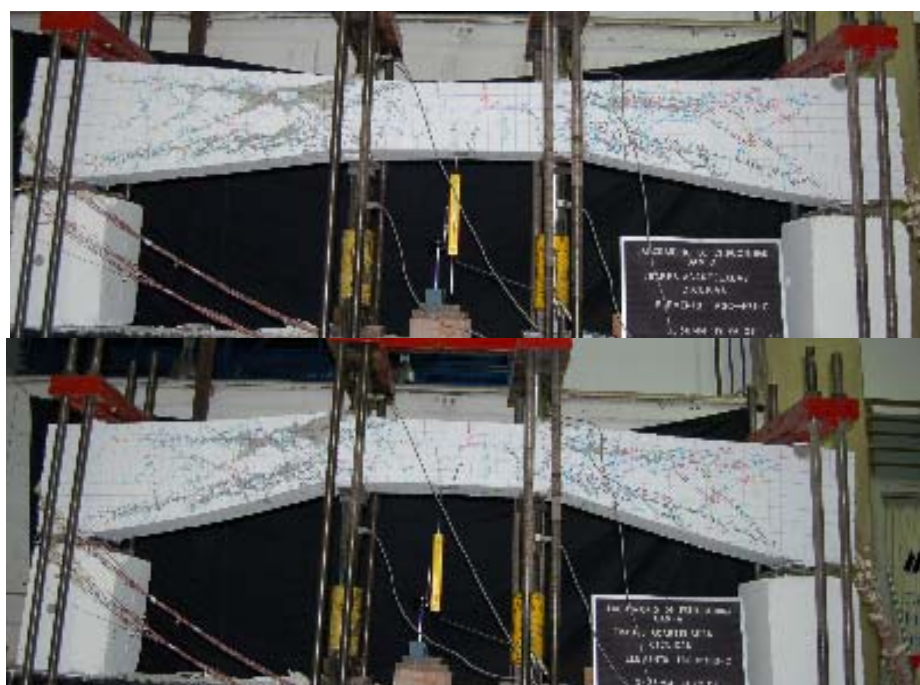
El cortante máximo resistido fue 7.88 ton, menor a la resistencia predicha de acuerdo con la propuesta de Tena-Colunga *et al.* (2007) y el desplazamiento máximo fue 57.88 mm. El comportamiento fuerza cortante contra deflexión al centro del claro presentó un estrangulamiento en el origen, comportamiento visto en los elementos anteriores, que es común en estructuras con fallas a cortante. Se observó que la degradación de rigidez entre los ciclos fue gradual desde el primer agrietamiento hasta la falla. Para este elemento no se aprecia una asimetría considerable en la gráfica de histéresis (figura 6.34), la cual se acredita tanto al armado longitudinal como a la geometría de las trabes y peso propio.



a) primer agrietamiento a $\Delta=4$ mm



b) ciclo $\Delta=32$ mm, falla de la trabe lado izquierdo



c) ciclo $\Delta=56$ mm (positivo y negativo), colapso de la trabe

Figura 6.33. Elemento TASC α 3-R1-c durante la prueba

El comportamiento fuerza cortante contra deflexión al centro del claro presentó un comportamiento histerético bien definido donde se aprecia una resistencia y rigidez menor que los elementos anteriores pero con una mayor capacidad de deformación, donde el efecto de la geometría y el ángulo de acartelamiento de las trabes es notorio.

En los últimos ciclos se observa el mismo efecto del agrietamiento y el daño causado por éste con el descrito en el elemento TASC α 1-R1-c.

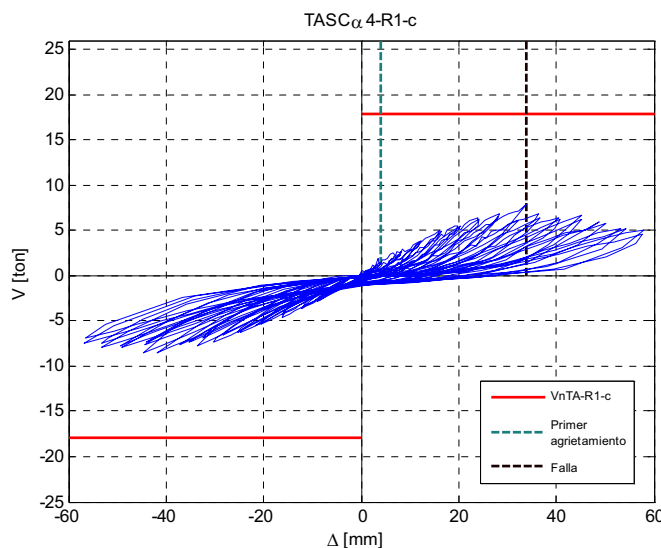


Figura 6.34. Gráfica de histéresis, TASC α 4-R1-c

6.7.3 ANÁLISIS DE LA INSTRUMENTACIÓN INTERNA

En esta sección se presenta la evaluación del comportamiento del elemento TASC α 4-R1-c con base en los registros de los deformímetros adheridos al refuerzo longitudinal y transversal. Los puntos omitidos indican que el deformímetro funcionó mal o falló durante la prueba.

6.7.3.1 REFUERZO LONGITUDINAL

En la figura. 6.36 se presenta el comportamiento carga-deformación de los deformímetros eléctricos ubicados en la barra de borde del lecho inferior (RI) y superior (RS) del refuerzo longitudinal, los cuales se consideraron representativos de todo el lecho. Dichos dispositivos se dividen en dos grupos; los representativos del lado izquierdo (i) y los del lado derecho (d) de la trabe y los del centro del claro (C).

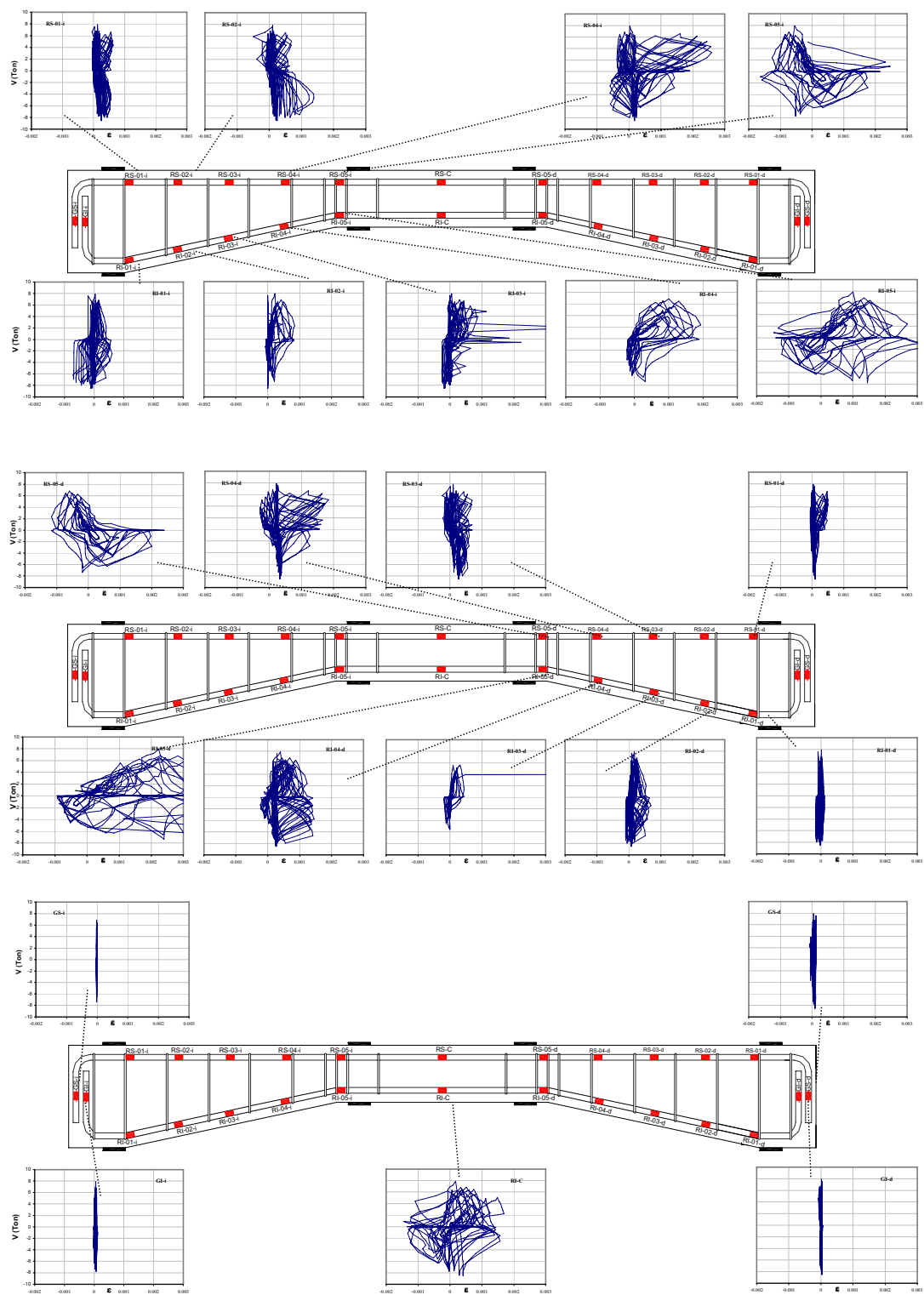


Figura 6.35. Deformaciones en el refuerzo longitudinal (TASC α 4-R1-c)

En las gráficas se observa un proceso evolutivo de deformación conforme la instrumentación se acerca al centro del claro, donde los deformímetros que sufren deformaciones de fluencia son aquellos cercanos al punto de aplicación de carga (RS-04-i, RS-05-i y RI-04-i, RI-05-i).

Al comparar las deformaciones de ambos lados de la trabe (izquierdo y derecho), se observa el efecto del agrietamiento en el lado izquierdo donde se presentan distorsiones en las gráficas de los deformímetros después del primer agrietamiento (RS-02-i a RS-05-i y sus similares del lecho inferior), lo que resulta coherente con el patrón de daño; las mayores anchuras de grieta y el aplastamiento del concreto observados en ese lado (figura 6.33c). También se observa que las deformaciones de los ganchos de anclaje (GS y GI) fueron despreciables durante todo el proceso de prueba (figura 6.35).

Para este elemento las gráficas de histéresis de los deformímetros eléctricos no presentan una definición marcada como en las de los elementos anteriores pero si presentan una asimetría coherente con el efecto de demanda de deformación, ya que es evidente que la mayor demanda ocurre a tensión que a compresión de los elementos, lo que puede verificarse con las gráficas de la figura 6.35.

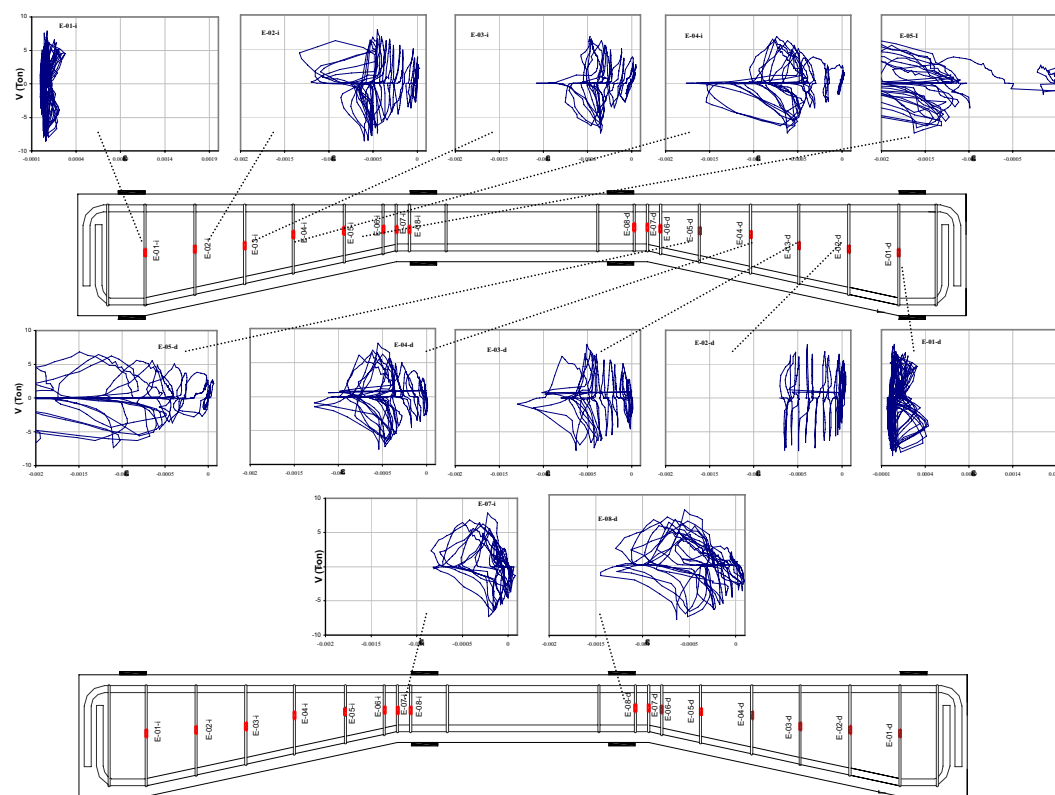


Figura 6.36. Deformaciones en el refuerzo transversal (TASCα4-R1-c)

6.7.3.2 REFUERZO TRANSVERSAL

En la figura 6.36 se presentan las gráficas carga-deformación de los deformímetros ubicados en el refuerzo transversal.

Todos los estribos estuvieron sujetos a tensión durante el ensaye y al igual que los elementos anteriores fueron los que resintieron notablemente la aparición de grietas. Su comportamiento se vio determinado por la aparición y propagación de grietas, presentándose un comportamiento similar al descrito en los elementos anteriores. La mayoría de los estribos no presentó fluencia, salvo aquéllos que después de un agrietamiento considerable registraron distorsiones en sus gráficas.

6.8 RESUMEN

Para los elementos TASC α i-R1-c, en cuanto a la evolución del agrietamiento debido a la fuerza cortante se pueden describir dos tipos de comportamiento; el primero es el observado y que corresponde a los dos primeros elementos (TASC α 0-R1-c y TASC α 1-R1-c) y el segundo es el correspondiente a los tres últimos elementos (TASC α 2-R1-c, TASC α 3-R1-c y TASC α 4-R1-c). El primer tipo de agrietamiento, es un agrietamiento característico de vigas prismáticas el cual se caracteriza por presentar un conjunto de grietas diagonales que se extienden entre el apoyo y el punto de aplicación de carga (claro de cortante) bien definidas que dan origen a la falla, sin presentar agrietamiento simultáneo a lo largo del acero longitudinal (figura 6.2). En este agrietamiento no se presentan grietas por pérdida de adherencia notorias y que evolucionen gradualmente.

El segundo tipo de agrietamiento observado se caracteriza principalmente por presentar grietas diagonales y un agrietamiento a lo largo del acero longitudinal simultáneo, donde las grietas por pérdida de adherencia evolucionan gradualmente conforme aumenta la demanda de desplazamiento. En éste agrietamiento se observa que el agrietamiento a lo largo del acero longitudinal influye notablemente en la falla observándose el efecto de la componente vertical del refuerzo.

El efecto del ángulo de acartelamiento también influye notablemente en el comportamiento general de los elementos, ya que conforme el ángulo de acartelamiento aumenta, la capacidad de deformación también aumenta y, la resistencia y rigidez disminuyen, lo que puede comprobarse con las gráficas de histéresis de los elementos.

En general, de los datos de deformación del acero de refuerzo de los elementos se observa que las zonas mayor demandadas son las zonas de los vértices donde termina la cartela y comienza el tercio central. Mientras las zonas menor demandadas son aquellas cercanas a los apoyos; como sucedió con los ganchos de anclaje. El comportamiento del acero de refuerzo se vio determinado por la aparición y propagación de grietas, dando como resultado que las curvas carga-deformación de algunos de los deformímetros de los elementos exhibieron un comportamiento típico de deterioro de adherencia.

En las graficas de histéresis de las trabes se observa que después del estado último existen saltos en los lazos de histéresis, los cuales se debieron al reacomodo del material y al cierre de grietas importantes en el elemento, así como un posible reacomodo del dispositivo de carga durante el transcurso de la prueba.

CAPÍTULO 7

ANÁLISIS DE RESULTADOS

7.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta un análisis de los resultados obtenidos durante los ensayos de los modelos y se compara el desempeño general de los mismos. La comparación se hace con base en los siguientes criterios generales: resistencia, rigidez, disipación de energía y amortiguamiento viscoso equivalente. También se hace una comparación de los ángulos de inclinación de la grieta principal de acuerdo con la propuesta de Tena-Colunga *et al.*(2007).

7.2 RESISTENCIA

En el capítulo 6 se observó que los especímenes se sometieron al mismo patrón de desplazamiento, y por lo tanto no es una variable a considerar en la respuesta, se puede decir que existe la tendencia que al aumentar el ángulo de acartelamiento disminuye la rigidez y resistencia a cortante.

En la tabla 7.1 se presentan los cortantes asociados a la falla, V_u , y colapso, V_{clps} , de las trabes ensayadas en este trabajo. Se observa la tendencia descrita anteriormente, salvo el elemento TASC α 3-R1-c que difiere de esta tendencia, lo que se debe a la resistencia de concreto empleado en la construcción del elemento (resistencia más alta del grupo de elementos, apéndice A).

Tabla 7.1 Comparación de resistencias a cortante

Elemento	α	Experimental				Teórica
		V_u^+ (Ton)	V_{clps}^+ (Ton)	V_u^- (Ton)	V_{clps}^- (Ton)	V_{nTA} (Ton)*
TASC α 0-R1-c	0	24.89	12.92	18.30	9.00	17.89
TASC α 1-R1-c	3.07	20.75	11.38	17.84	10.74	16.11
TASC α 2-R1-c	6.12	13.23	7.55	10.90	8.56	13.61
TASC α 3-R1-c	9.13	13.70	9.77	10.26	9.51	12.55
TASC α 4-R1-c	12.10	7.88	5.12	7.76	7.50	9.95

*Tena-Colunga *et al.* 2007

En la figura 7.1 puede observarse también el efecto del acartelamiento en la resistencia y la capacidad de deformación, ya que al aumentar el ángulo de acartelamiento la capacidad de deformación aumenta lo que permite acomodar un mayor número de ciclos. Además, todas las curvas muestran un estrangulamiento en el origen, el cual típico de elementos de concreto que fallan por cortante y se aprecia una ligera asimetría en los lazos de histéresis, la cual se acredita tanto al armado longitudinal como a la geometría de las trabes y peso propio.

En la figura 7.2 se muestran las envolventes de los ciclos primeros y de repetición. En las gráficas se indican las deflexiones asociadas al primer agrietamiento diagonal y falla; así como la resistencia a cortante monotónica esperada (V_{nTA}) utilizando las propiedades medidas de los materiales (apéndice A). Las gráficas de la figura 7.2 muestran que ambas envolventes son idénticas hasta la aparición del primer agrietamiento pero es evidente la disminución de resistencia en los ciclos de repetición ocasionada por el agrietamiento previo en los primeros ciclos.

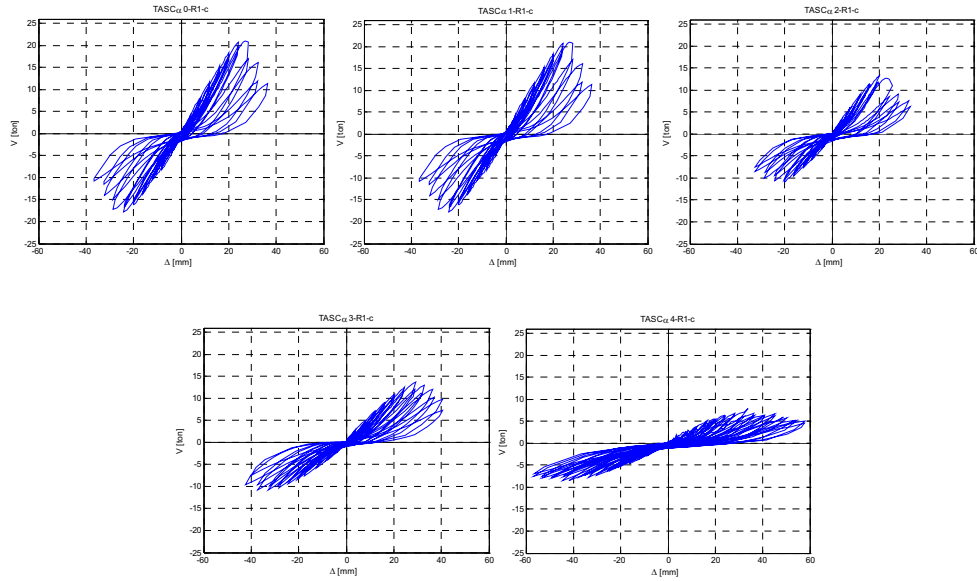


Figura 7.1. Curvas de histéresis, elementos TASC*ai*-R1-c

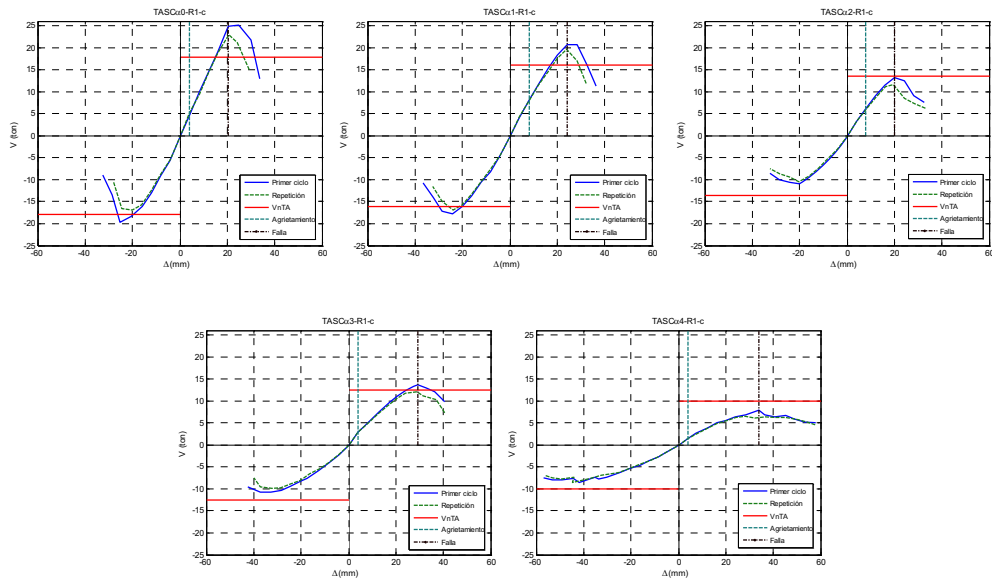


Figura 7.2. Envolventes de las curvas de histéresis, elementos TASC*ai*-R1-c

Tabla 7.2 Desplazamientos de semiciclos

Elemento	Primer semiciclo positivo			Primer semiciclo negativo		
	Δ_{agr}^+	Δ_u^+	Δ_{clps}^+	Δ_{agr}^-	Δ_u^-	Δ_{clps}^-
TASC α 0-R1-c	4.14	20.42	33.6	4.2	20.56	32.58
TASC α 1-R1-c	8.04	24.1	36.46	8.28	24.1	36.7
TASC α 2-R1-c	8.00	24.1	32.4	8.46	20.04	32.6
TASC α 3-R1-c	4.06	29.28	40.56	4.08	28.42	42.56
TASC α 4-R1-c	4.08	33.92	57.88	5.06	33.46	56.9

En la tabla 7.2 se muestran los tres principales desplazamientos de los elementos para cada semiciclo de carga, presentando un patrón de desplazamientos similar en ambos semiciclos. Con dichos desplazamientos se evalúa la ductilidad de cada elemento esto es:

$$\mu_1 = \Delta_u / \Delta_{agr} \quad \mu_2 = \Delta_{clps} / \Delta_u \quad (7.1)$$

En la tabla 7.3 puede observarse que la capacidad de deformación, μ_1 , para ambos semiciclos difieren en las ductilidades; siendo éstas mayores en los semiciclos negativos. Lo mismo ocurre para μ_2 , donde se observa que el elemento con una mayor capacidad de deformación es el elemento más acartelado (TASC α 4-R1-c). En general, la capacidad de deformación tanto en el intervalo elástico ($\mu < 1$) como en el inelástico ($\mu > 1$) para todos los elementos es casi la misma, pero siendo notablemente mayor en el elemento más acartelado.

Tabla 7.3 Ductilidades de desplazamiento

Elemento	Semiciclo positivo		Semiciclo negativo	
	μ_1^+	μ_2^+	μ_1^-	μ_2^-
TASC α 0-R1-c	4.932	1.645	4.895	1.585
TASC α 1-R1-c	2.998	1.513	2.911	1.523
TASC α 2-R1-c	3.013	1.344	2.369	1.627
TASC α 3-R1-c	7.212	1.385	6.966	1.498
TASC α 4-R1-c	8.314	1.706	6.613	1.701

7.3 DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ

En general, la rigidez es un parámetro que depende de las propiedades geométricas de los elementos que integran la estructura, así como de las propiedades mecánicas de los materiales con los que se ha construido. La literatura técnica indica que la reducción de rigidez se asocia a varios factores, entre otros: 1) el agrietamiento; 2) fluencia del refuerzo longitudinal; 3) deslizamiento del refuerzo longitudinal y, 4) predominio de los efectos de cortante (Brown y Jirsa 1971, Popov *et al.* 1972, Wight y Sozen 1975, Lee y Watanabe 2003, Archundia *et al.* 2007).

Con el fin de evaluar la degradación de rigidez en los modelos sometidos a carga cíclica, se utiliza un parámetro denominado rigidez de ciclo, definido como la pendiente de la recta

secante que une los picos de dos semiciclos durante un ciclo completo de carga (figura 7.3); calculado como

$$K_c = \frac{V^+ + |V^-|}{\Delta^+ + |\Delta^-|} \quad (7.2)$$

donde

K_c es la rigidez de ciclo, expresada en Ton/mm

V^+ es la carga máxima del semiciclo positivo

V^- es la carga máxima del semiciclo negativo

Δ^+ es la deflexión asociada a V^+ ; y

Δ^- es la deflexión asociada a V^-

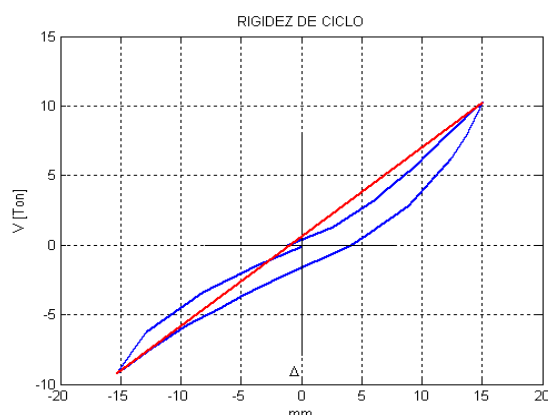


Figura 7.3. Rigidez de ciclo

En la figura 7.4 se muestra la evolución de la rigidez para los ciclos primeros y los de repetición, estas rigideces están normalizadas por la rigidez inicial de los ciclos positivos, K_0 , la cual es la rigidez promedio de los ciclos de histéresis hasta el primer agrietamiento diagonal. Como se esperaba, la rigidez inicial tiende a disminuir al aumentar el acartelamiento debido a la menor cantidad de concreto. Aunque ambas respuestas tienen la misma tendencia, es notoria una degradación de la rigidez en los ciclos de repetición, principalmente a partir del primer agrietamiento diagonal. Este fenómeno se asocia con el agrietamiento del concreto, el cual, al no tener una plasticidad perfecta, pierde sus propiedades cuando éste se presenta (Archundia *et al.* 2007).

Al ocurrir el primer agrietamiento diagonal la degradación de rigidez no fue considerable, sólo dos elementos exhibieron una pequeña degradación de rigidez inicial antes del primer agrietamiento, el elemento TASC α 2-R0-c que exhibió, aproximadamente una pérdida del 7% de las propiedades iniciales y el elemento TASC α 2-R0-c del 3% de las propiedades iniciales (tabla 7.4). El resto de los especímenes conservó sus propiedades iniciales.

La degradación de rigidez al momento de la falla tiende a aumentar con el aumento del acartelamiento. Se observa claramente el comportamiento de degradación gradual de la rigidez conforme aumenta el acartelamiento (tabla 7.4).

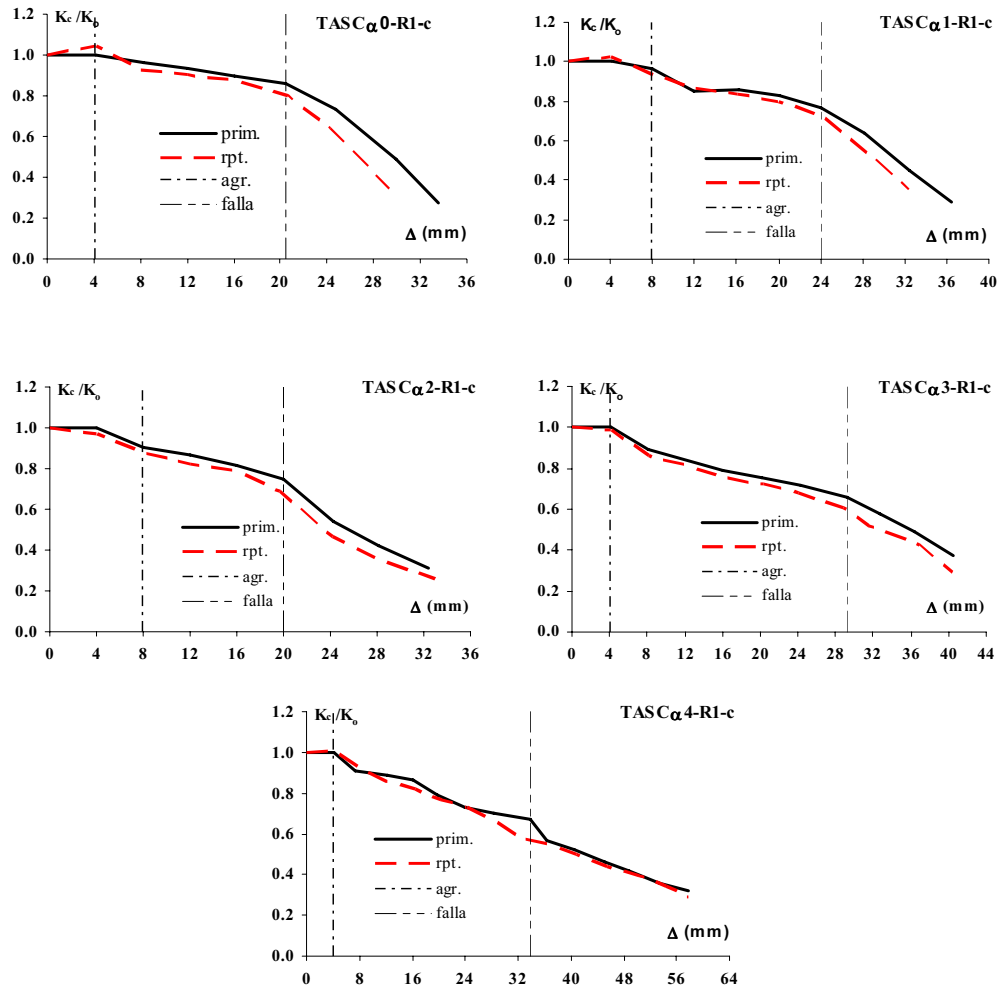


Figura 7.4. Efecto de la repetición de demandas en la rigidez

Los resultados experimentales muestran una clara correlación entre K_{clps} y el ángulo de acartelamiento, ya que al aumentar este último, la rigidez de colapso disminuye notablemente. La rigidez observada en este estado puede ser hasta de una tercera parte de la inicial. Estos valores son un claro indicativo de que las TACR pierden la mayor parte de sus propiedades iniciales toda vez que han disipado una cantidad nada despreciable de energía histerética. Evidentemente, una degradación tan excesiva en la rigidez elástica, es un indicio de que los elementos ya no son reparables (Archundia *et al.* 2007).

En la figura 7.4 se observa que para los elementos TASC α 0-R1-c, TASC α 1-R1-c y TASC α 4-R1-c el efecto de la repetición en la demanda de rigidez pudiera ser mayor que para el primer ciclo; es decir que el elemento ya agrietado es más rígido en el ciclo de repetición que en el primer ciclo. Pero este efecto no es así, este salto en las graficas de rigidez de dichos elementos se debe a la precisión en la toma de datos y muy probablemente al reacomodo del material y del dispositivo de prueba durante la captura de

datos, y no así con lo que se observa en la grafica. Todos los datos graficados fueron verificados exhaustivamente.

Tabla 7.4 Rigidez normalizada

Elemento	α	K_0 (Ton/mm)	K_{agr}/K_0	K_u/K_0	K_{clps}/K_0
TASC α 0-R1-c	0	1.223	1	0.861	0.271
TASC α 1-R1-c	3.07	1.041	0.967	0.769	0.290
TASC α 2-R1-c	6.12	0.803	0.904	0.750	0.309
TASC α 3-R1-c	9.13	0.627	1	0.662	0.370
TASC α 4-R1-c	12.10	0.345	1	0.673	0.319

7.4 DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Debido a que las demandas sísmicas se convierten en demandas de energía en una estructura sismo-resistente, es de suma importancia conocer la capacidad energética de los diferentes elementos que la forman (Archundia *et al.* 2007). Por definición, la capacidad energética de un elemento estructural sometido a demandas reversibles, se cuantifica con el área dentro de cada uno de los lazos de histéresis de la respuesta. En el caso de elementos de sección constante dominados por los efectos del cortante, es bien sabido que la disipación de energía se reduce debido al adelgazamiento de los lazos de histéresis (Brown y Jirsa 1971).

La disipación de energía, generalmente crece al aumentar la deflexión de la estructura, ya que el límite elástico del comportamiento de los materiales es superado y se presentan deformaciones permanentes asociadas al agrietamiento y a la plastificación del refuerzo, principalmente.

En la figura 7.5 se muestra la energía disipada en cada ciclo, E_h , donde se ha separado la respuesta para los ciclos primeros y los de repetición. De la figura 7.5 se observa que, salvo el elemento TASC α 2-R1-c, la energía en los ciclos primeros y de repetición es prácticamente la misma hasta la aparición del primer agrietamiento diagonal, lo que confirma la linealidad de las propiedades hasta este estado. El hecho que el elemento TASC α 2-R1-c haya presentado un menor consumo de energía en los ciclos de repetición antes del primer agrietamiento diagonal, coincide con lo observado en la rigidez de ciclo (figura 7.4). Este resultado podría estar relacionado con una grieta interior y no visible en el desarrollo de la prueba (Archundia *et al.* 2007).

Una vez ocurrido el primer agrietamiento diagonal, y hasta poco antes de la falla, la tendencia es que la energía requerida para cumplir la demanda de desplazamiento es mayor en los ciclos primeros que en los ciclos de repetición. Este comportamiento es congruente con el concepto de ablandamiento del concreto, además que también explica lo observado en los experimentos, es decir, que durante los ciclos de repetición no se generaran grietas considerables (como de falla), si no que más bien, solamente se ensancharan las grietas ya formadas. También es notorio en algunos elementos un súbito incremento de energía en el instante en se formó la grieta de falla (figura 7.5).

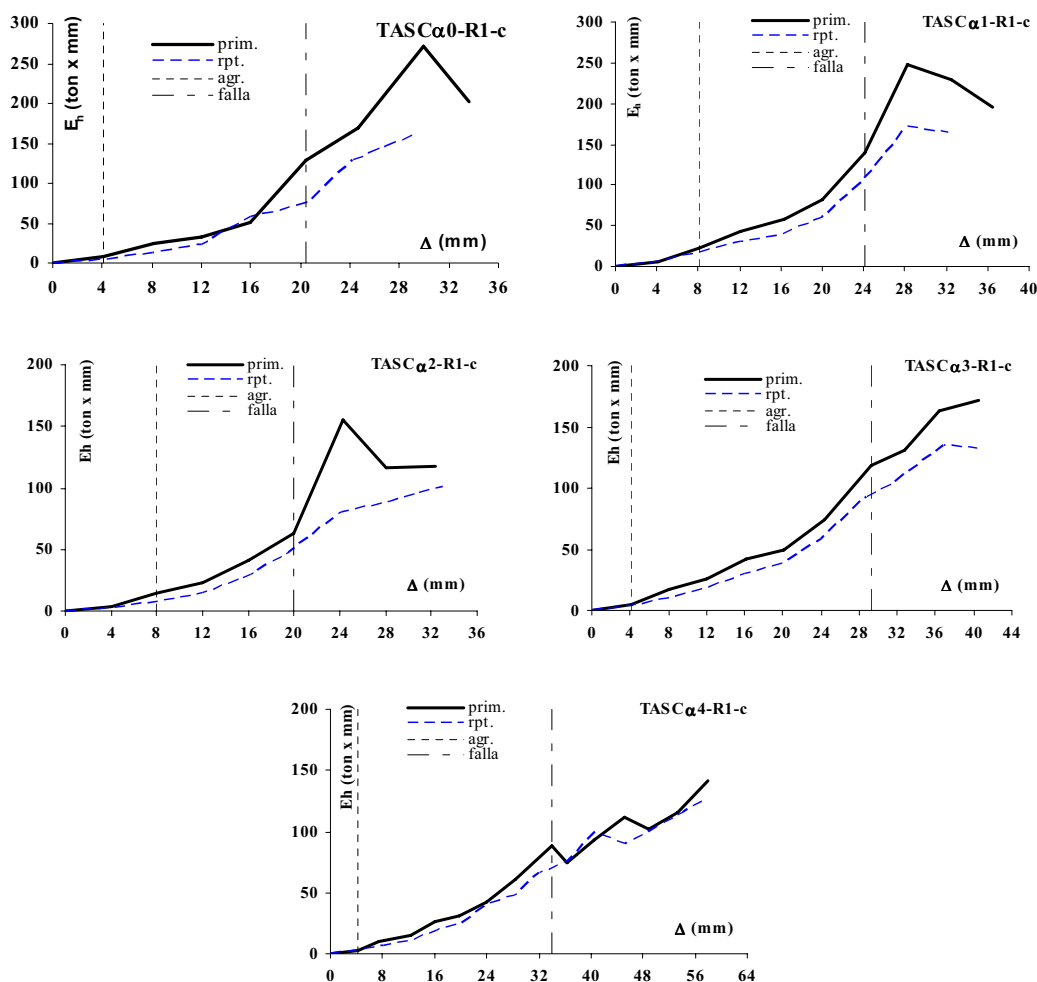


Figura 7.5. Energía histerética por ciclo, E_h

En la figura 7.5 se observan unos ligeros saltos entre las gráficas de los elementos TASC α 0-R1-c y TASC α 4-R1-c. Estos saltos se pueden deber al proceso de la captura de datos (no se muestrearon a un intervalo o frecuencia constante).

El hecho que una vez ocurrida la falla las TACR admitan más ciclos de histéresis con una considerable capacidad de energía, se debe a la ya comentada manera de distribuir el daño de estos elementos; situación contraria a la del elemento prismático (TASC α 0-R1-c), que fue el que menos ciclos admitió después de presentarse el agrietamiento asociado a la falla. Si comparamos el elemento prismático (TASC α 0-R1-c) con el elemento más acartelado (TASC α 4-R1-c) se observa la gran diferencia en la capacidad energética total (figura 7.7).

En la figura 7.6 se muestra la energía histerética acumulada, E_H , de los elementos TASC α i-R1-c, donde se observa que las TACR permiten acomodar un mayor número de ciclos y desarrollar la capacidad energética de una trabe prismática que tenga un peralte igual al

peralte mayor del tramo acartelado, en otras palabras, una trabe que posea mayor volumen de concreto. También se muestra la relación directa de la energía histerética acumulada, E_H , con los ciclos físicos que desarrollaron cada uno de los elementos TASC α i-R1-c durante las pruebas experimentales.

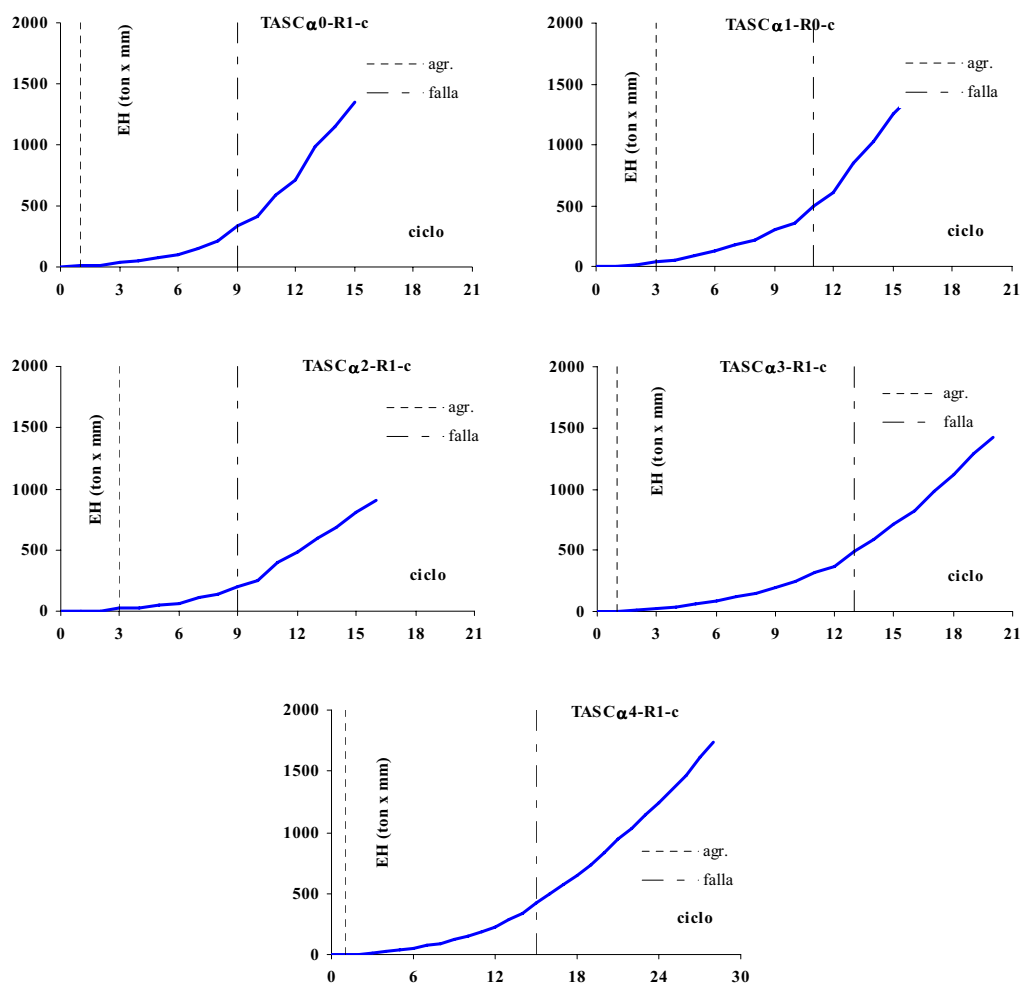


Figura 7.6. Energía histerética acumulada, E_H

Tabla 7.5 Energía histerética acumulada (E_H), Ton-mm

Elemento	α	Agrietamiento		Falla		Colapso		$E_{H_{clps}}$	$E_{H_{clps}}^*$
		ciclo	$E_{H_{agr}}$	ciclo	E_{H_u}	ciclo	$E_{H_{clps}}$	$V_u \Delta_u$	Vol
TASC α 0-R1-c	0	1	7.88	9	338.87	15	1345.47	2.65	0.906
TASC α 1-R1-c	3.07	3	33.74	11	499.63	17	1612.12	3.22	1.159
TASC α 2-R1-c	6.12	3	20.68	9	198.94	15	803.55	2.52	0.619
TASC α 3-R1-c	9.13	1	4.54	13	491.53	19	1286.27	3.21	1.068
TASC α 4-R1-c	12.10	1	2.34	15	425.13	27	1612.75	6.03	1.451

* % (Ton/cm²)

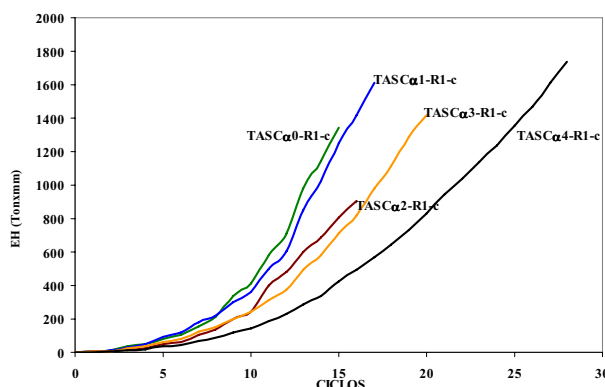


Figura 7.7. Comparación de la energía histerética acumulada, E_H

En la figura 7.7 se muestra la comparación de energía histerética acumulada, E_H , de los elementos y en la tabla 7.5 se indican los valores asociados a los estados de primer agrietamiento diagonal, falla y colapso, así como el ciclo en el que se presentaron. De la tabla 7.5 es evidente que los elementos (TASC α 1-R1-c y TASC α 2-R1-c) requirieron mucho mayor energía que los demás elementos para presentar el primer agrietamiento diagonal. Al momento de presentarse la falla, el único elemento que disipó menos energía que el elemento prismático fue el elemento TASC α 2-R1-c, con igual número de ciclos admitidos que el elemento prismático. Por otra parte, el elemento TASC α 1-R1-c disipó al instante de la falla una cantidad de energía comparable con la del elemento prismático y la de los demás elementos acartelados, y además aceptando un número menor de ciclos que el elemento más acartelado.

Al instante del colapso, los elementos TASC α 1-R1-c y TASC α 4-R1-c presentaron una disipación de energía similar con la diferencia en los ciclos aceptados de 17 y 27 ciclos respectivamente, verificando nuevamente la capacidad de disipación de energía del elemento más acartelado. La menor disipación de energía al colapso se observó en el elemento TASC α 2-R1-c la cual es evidente debido a la falla prematura en este elemento (figura 7.7). Por otra parte, el elemento prismático no presentó una disipación de energía menor que los elementos acartelados, como era de esperarse.

En la figura 7.7 se hace evidente que en cuanto a disipación de energía el elemento de cero y tres grados presentaron un comportamiento similar como el descrito con su agrietamiento (capítulo 6). Asimismo, los elementos de seis y nueve grados muestran un comportamiento similar, mientras que el elemento más acartelado difiere de todos los elementos, como se observó en el patrón de agrietamiento (capítulo 6).

En general, la disipación de energía en los elementos se asoció directamente con la existencia de agrietamiento, con la fricción desarrollada a lo largo de las grietas (trabazón del agregado), con el deslizamiento relativo de los bloques de concreto definidos por la grieta principal, con la fluencia del refuerzo horizontal y del refuerzo vertical, y en general, con el registro de deformaciones permanentes en los materiales que incursionaron en el intervalo inelástico de su comportamiento.

7.5 AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EQUIVALENTE

El amortiguamiento viscoso es un parámetro que permite simplificar el cálculo de la respuesta dinámica de una estructura. Matemáticamente representa la disminución de la respuesta debido a la incursión en el intervalo inelástico, la cual, en una estructura convencional, se debe fundamentalmente a la histéresis (amortiguamiento histerético). El amortiguamiento viscoso equivalente, ζ_{eq} , es una cantidad artificial que permite simular la disminución de la respuesta de un sistema inelástico en uno elástico equivalente que experimenta la misma deformación máxima y consumo de energía por ciclo (Archundia *et al.* 2007). Este parámetro se calcula con las curvas carga-deformación de ensayos reversibles con cargas estáticas (Chopra 1995).

El amortiguamiento viscoso equivalente es calculado como

$$\zeta_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{s0}} \quad (7.3)$$

donde

ζ_{eq} = amortiguamiento viscoso equivalente
 E_D = energía disipada en un ciclo (figura 7.8)
 E_{s0} = energía máxima de deformación (figura 7.8)

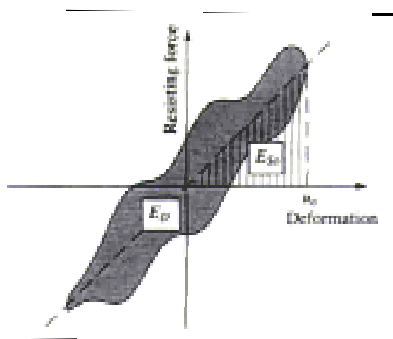


Figura 7.8. Definición de los parámetros de ζ_{eq} (Chopra 1995)

En la figura 7.9 se muestra el amortiguamiento viscoso equivalente de las trabes ensayadas, las gráficas separan la respuesta para los ciclos primeros y de repetición. También, y como referencia, se señala cuando $\zeta_{eq} = 5\%$, ya que este valor es el que comúnmente se utiliza para el modelado de estructuras de concreto y en la construcción de espectros de respuesta para diseño sísmico (Archundia *et al.* 2007).

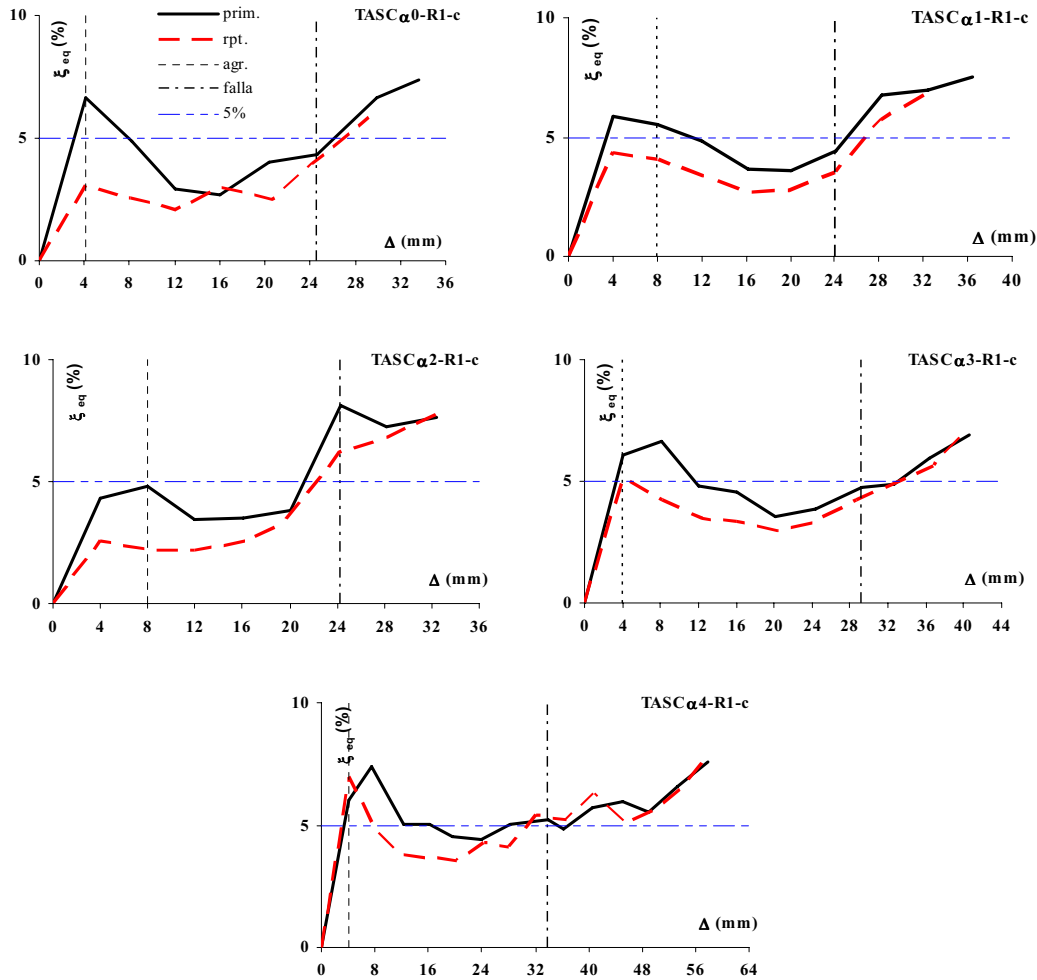


Figura 7.9. Amortiguamiento viscoso equivalente, ζ_{eq}

De las gráficas de la figura 7.9 se observa que en el elemento TASC α 2-R1-c, el mayor valor del amortiguamiento se presentó en la falla. Para este estado en este elemento, se observa que los valores son superiores al 5% de referencia, pero al continuar la prueba este valor disminuye. Para los elementos de cero, tres, nueve grados se observa que el amortiguamiento en la falla son menores al 5% pero al continuar la prueba este valor aumenta. En el elemento TASC α 4-R1-c se presentó un amortiguamiento ligeramente mayor al 5% en la falla y al continuar la prueba este valor aumenta.

Para todos los elementos después del primer agrietamiento diagonal se observa que el valor del amortiguamiento disminuye (menor al 5%) pero poco antes de la falla tiende a incrementarse, también se observa para todos los elementos que el amortiguamiento en los ciclos de repetición sigue el mismo patrón de amortiguamiento de los ciclos primeros, siendo menores a estos últimos durante toda la prueba, a excepción del elemento TASC α 4-

R1-c, donde después de la falla en los ciclos de repetición el amortiguamiento aumenta ligeramente con respecto a los primeros ciclos y después tiende a disminuir.

Al igual que con otras propiedades comentadas en secciones anteriores, el elemento TASC α 4-R1-c presentó un comportamiento que no sigue las tendencias de los demás elementos provistos con cartelas. Este espécimen presentó un amortiguamiento mayor a la referencia del 5% en prácticamente toda la prueba. Además, que las diferencias entre los ciclos primeros y los de repetición son menores a las observadas en los otros elementos, lo que se relaciona con la también poca diferencia de la energía histerética disipada en las repeticiones de la demanda de desplazamiento (figura 7.5).

7.6 INCLINACIÓN DE GRIETAS

De acuerdo a la propuesta de Tena-Colunga *et al.* (2007) la contribución del acero de refuerzo transversal esta dado por la siguiente expresión (apéndice B)

$$V_s = \frac{A_v f_{yv} d_{cr}}{s \tan \theta} \quad (7.4)$$

donde

$$\theta = 45 - \alpha \quad (7.5)$$

Tabla 7.6 Ángulo de inclinación de la grieta principal de falla para +V y -V

Elemento	α	Experimental		Propuesta [‡]
		$\theta+$	$\theta-$	θ
TASC α 0-R1-c	0	36	34	45
TASC α 1-R1-c	3.07	34	27	41.93
TASC α 2-R1-c	6.12	34	37	38.88
TASC α 3-R1-c	9.13	36	24	35.87
TASC α 4-R1-c	12.10	31	29	32.9
Promedio	-	34.2	30.2	-

[‡]De acuerdo a la expresión 7.5

En la tabla 7.6 se observa que la trabe prismática presentó un agrietamiento con una inclinación menor a lo establecido en la teoría clásica que explica el mecanismo resistente a cortante, la que supone ángulos de agrietamiento de 45°. Respecto a este tema, han surgido teorías más racionales que explican el mecanismo resistente a corte aceptando que el agrietamiento no precisamente tiene una inclinación de 45° ya que se supone que éste depende de la deformación unitaria del acero longitudinal a tensión (Collins 1996, Archundia *et al.* 2005). Para el resto de las trabes, se observa que aunque no existe una tendencia bien definida, el ángulo de inclinación de la grieta diagonal, tiende a disminuir conforme aumenta el ángulo de acartelamiento y, en el caso del elemento TASC α 3-R1-c, a aumentar. Para el caso de las grietas definidas por la carga negativa (-V) la inclinación presenta el mismo comportamiento descrito anteriormente para $\theta+$.

Al comparar los ángulos de inclinación positivos de las grietas principales con el estudio hecho por Archundia *et al.*(2005), que considera ángulos positivos, se observa que los promedios de estos ángulos de inclinación son similares así como los respectivos ángulos de inclinación de grietas principales de cada elemento (tabla 7.7).

Tabla 7.7 Comparación de los ángulos de inclinación de la grieta principal de los elementos con refuerzo transversal

Elemento	α	Este estudio		Archundia <i>et al.</i> *	Propuesta ‡
		$\theta+$	$\theta-$	θ	θ
TASC α 0-R1-c	0	36	34	38	45
TASC α 1-R1-c	3.07	34	27	40	41.93
TASC α 2-R1-c	6.12	34	37	33	38.88
TASC α 3-R1-c	9.13	36	24	36	35.87
TASC α 4-R1-c	12.10	31	29	29	32.9
Promedio	-	34.2	30.2	35.2	-

‡De acuerdo a la expresión 7.5

* Archundia et al. 2005, elementos con refuerzo sujetos a carga monotónica

Al evaluar la ecuación 7.4 con el ángulo de inclinación de la grieta principal obtenido experimentalmente, esto es

$$\theta = \theta_{\text{experimental}} \quad (7.6)$$

la resistencia a cortante, V_{nTA} , obtenida con la propuesta de Tena-Colunga *et al.* (2007) es más parecida a la resistencia obtenida experimentalmente (tabla 7.8).

Tabla 7.8 Comparación de resistencias a cortante de acuerdo a los ángulos de inclinación de las grietas principales

Elemento	α	$\theta+$	$\theta_{\text{propuesta}}$	$V_{nTA} \text{ (Ton)}^*$	$V_{nTA} \text{ (Ton)}^\ddagger$	$V_u \text{ (Ton)}^\dagger$
TASC α 0-R1-c	0	36	45	17.89	21.64	24.89
TASC α 1-R1-c	3.07	34	41.93	16.11	19.58	20.75
TASC α 2-R1-c	6.12	34	38.88	13.61	15.70	13.23
TASC α 3-R1-c	9.13	36	35.87	12.55	12.49	13.70
TASC α 4-R1-c	12.10	31	32.9	9.95	10.73	7.88

*Tena-Colunga *et al.* 2007, de acuerdo a la ecuación 7.5

‡Tena-Colunga *et al.* 2007, de acuerdo a la ecuación 7.6

† Resistencia a cortante obtenida experimentalmente

Lo anterior se puede relacionar si comparamos los ángulos de agrietamiento principales (figura 7.10), tanto positivos como negativos, con la propuesta (Tena-Colunga *et al.* 2007), en donde esta última está por arriba de los ángulos de inclinación principales, dando como resultado resistencias a cortante más conservadoras que si se tomarán los ángulos de inclinación de las grietas obtenidas experimentalmente.

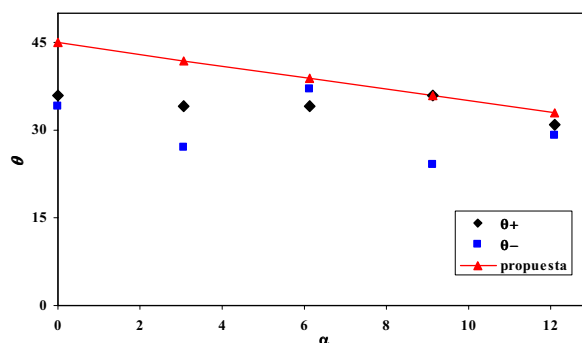


Figura 7.10. Ángulos de inclinación de las grietas principales y la propuesta de acuerdo con Tena-Colunga *et al.* (2007)

Al hacer una regresión lineal de los ángulos de inclinación de las grietas principales de los estudios sujetos ante cargas monotónicas hechos por MacLeod y Houmsi (1994), Archundia *et al.* (2004) y este estudio sujeto ante cargas cíclicas, se observa que esta regresión tiende a bajar respecto a la propuesta de Tena-Colunga *et al.* (2007) influyendo notablemente los ángulos de inclinación obtenidos en este estudio; modificando la propuesta obtenida (figura 7.11).

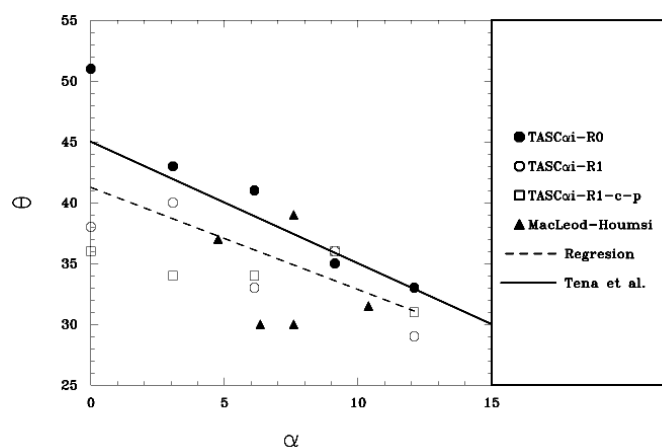


Figura 7.11. Ángulo de inclinación medido de la grieta principal de cortante con respecto a un eje horizontal (θ) vs el ángulo de acartelamiento (α) de estudios sujetos a cargas monotónicas y cíclicas

CAPÍTULO 8

COMPARACIÓN DE LAS ENVOLVENTES GLOBALES CON LOS RESULTADOS DE ENSAYES PREVIOS DE TRABES ACARTELADAS SIMILARES ANTE CARGAS ESTÁTICAS Y CÍCLICAS

8.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se hace una comparación de las envolventes de respuesta de los elementos TASC α i-R1 y TASC α i-R1-c (monotónicos y cíclicos respectivamente), así como también de los elementos TASC α i-R0-c y TASC α i-R1-c (cíclicos). También se comparan los parámetros de los elementos con la resistencia a cortante esperada (V_{nTA}) utilizando las propiedades medidas de los materiales y el desempeño general de los mismos.

8.2 ENVOLVENTES DE RESPUESTA DE LOS ELEMENTOS TASC α i-R1 Y TASC α i-R1-c

Las envolventes de respuesta se obtuvieron a partir del comportamiento carga-deflexión de los especímenes. En la figura 8.1 se presentan las curvas carga-deflexión medidas en los especímenes TASC α i-R1, así como las envolventes de las curvas histeréticas de los primeros ciclos para los especímenes TASC α i-R1-c. Para los modelos TASC α i-R1-c, las envolventes se construyeron a partir de los valores máximos de la fuerza cortante en cada deflexión.

En la figura 8.1 se indica, además la carga de diseño de acuerdo con lo recomendado por Tena-Colunga *et al.* (2007) y se incluyen las deflexiones asociadas al primer agrietamiento diagonal y falla⁷.

Como era de esperarse, considerando que todos los modelos tenían cuantías de refuerzo transversal iguales, la magnitud de las fuerzas cortantes asociadas con el primer agrietamiento difiere un poco; sin embargo, para la carga asociada a la falla de las vigas fue muy similar. Dichos resultados se pueden explicar por las variaciones en la construcción de cada espécimen y el dispositivo empleado. En la tabla 8.1 se presentan los diferentes valores de la fuerza cortante de agrietamiento y falla.

En la figura 8.2 se presentan las curvas carga-deflexión para los elementos TASC α i-R1 y para los elementos TASC α i-R1-c las curvas de los primeros ciclos. Puede observarse (figura 8.2) que para ambos grupos de especímenes (TASC α i-R1 y TASC α i-R1-c) el

⁷ El primer agrietamiento y falla ocurrió siempre en los semiciclos positivos como se vio en el capítulo 6, por lo cual solo se señalan para estos semiciclos.

efecto del ángulo de acartelamiento, α , influye notablemente en la rigidez inicial y la resistencia de cada elemento, observándose que conforme el ángulo de acartelamiento aumenta la rigidez inicial disminuye así como su resistencia.

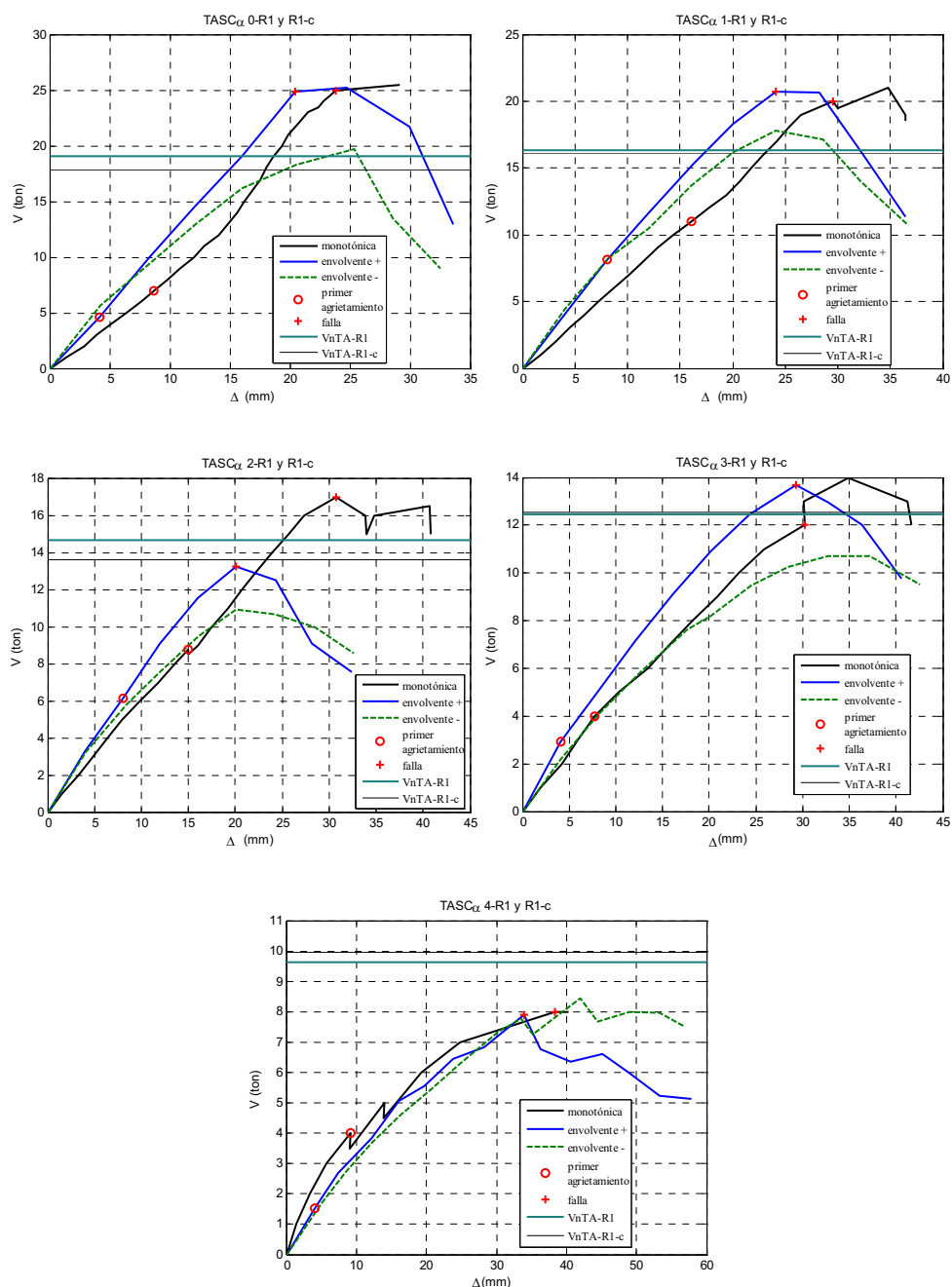


Figura 8.1. Envoltentes globales para primer ciclo

En la figura 8.3 se presentan las envolventes para cada elemento comparando en este caso la envolvente de cada elemento sujeto a cargas monotónicas y las envolventes del elemento similar sujeto a cargas cíclicas, tanto la envolvente de los primeros ciclos como su repetición para estos últimos. También puede observarse (figura 8.3) que los ciclos de repetición son siempre menores a los primeros ciclos, pero conservando una rigidez muy similar a la de los primeros ciclos, antes de la falla.

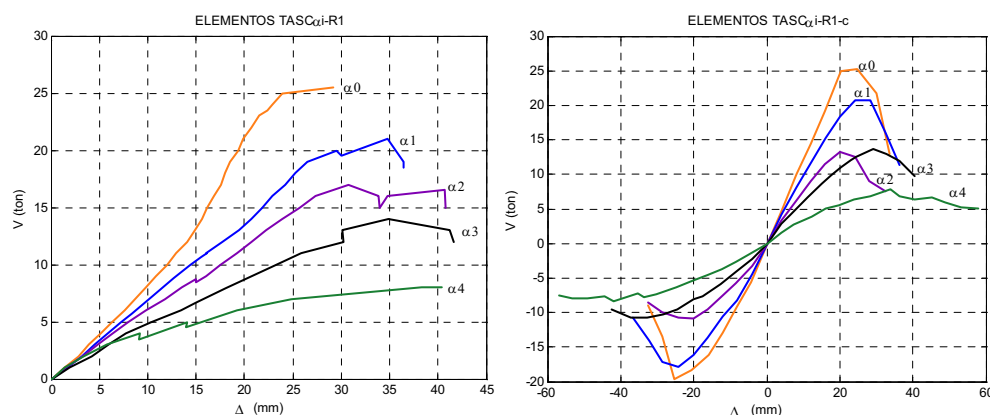


Figura 8.2. Comparación de las envolventes globales para los elementos TASCαi-R1 y R1-c (primeros ciclos)

En la tabla 8.1 se observa que para el primer agrietamiento, los especímenes TASCαi-R1-c lo alcanzan a cargas y deformaciones notablemente menores que los especímenes sujetos a cargas estáticas, pero para la falla, son bastante similares las cargas y las deformaciones entre los especímenes estáticos y cíclicos, aunque siguen siendo menores las cargas y deformaciones de los especímenes cíclicos.

Tabla 8.1 Valores asociados al primer agrietamiento y falla

ELEMENTO	Primer		Falla		$f'c$ (kg/cm ²)
	V (Ton)	d (mm)*	V (Ton)	d (mm)*	
TASCα0-R1	7.00	8.70	25.00	23.86	315
TASCα1-R1	11.00	16.09	20.00	29.5	269
TASCα2-R1	8.75	15.00	17.00	30.79	292
TASCα3-R1	4.00	7.71	12.00	30.21	288
TASCα4-R1	4.00	9.21	8.00	38.34	212
TASCα0-R1-c	4.56	4.14	24.89	20.42	227
TASCα1-R1-c	8.18	8.04	20.75	24.1	245
TASCα2-R1-c	6.16	8.00	13.23	20.02	217
TASCα3-R1-c	2.92	4.06	13.70	29.28	284
TASCα4-R1-c	1.52	4.08	7.88	33.92	245

*Desplazamiento correspondiente al centro del claro

En las gráficas de las figuras 8.1 y 8.3 se pueden reconocer tres etapas principales en el comportamiento general de las traveses ensayadas. Las dos primeras etapas exhibieron una relación lineal entre la carga y la deflexión, principalmente en los elementos TASCαi-R1-c.

La primera de ellas finalizó con el agrietamiento inclinado y la consecuente pérdida de rigidez. La segunda se extendió hasta la ocurrencia de las primeras grietas relevantes; terminó al alcanzar la carga que ocasionó la falla. La tercera etapa se extendió hasta alcanzar la resistencia de los modelos y se caracterizó por el cambio en la pendiente de la curva carga-deflexión, que hace evidente la pérdida gradual de rigidez y de resistencia. La tercera etapa quedó definida por el cortante último resistido y la deflexión última a la que estuvieron sujetos los especímenes (rama descendente) después de la falla, donde una vez alcanzada la falla por cortante del elemento, presentaron una gran capacidad de redistribuir el daño en el claro de cortante antes de perder la capacidad de carga; especialmente el elemento TASC α 4-R1-c, que prácticamente duplicó la deformación asociada a la falla.

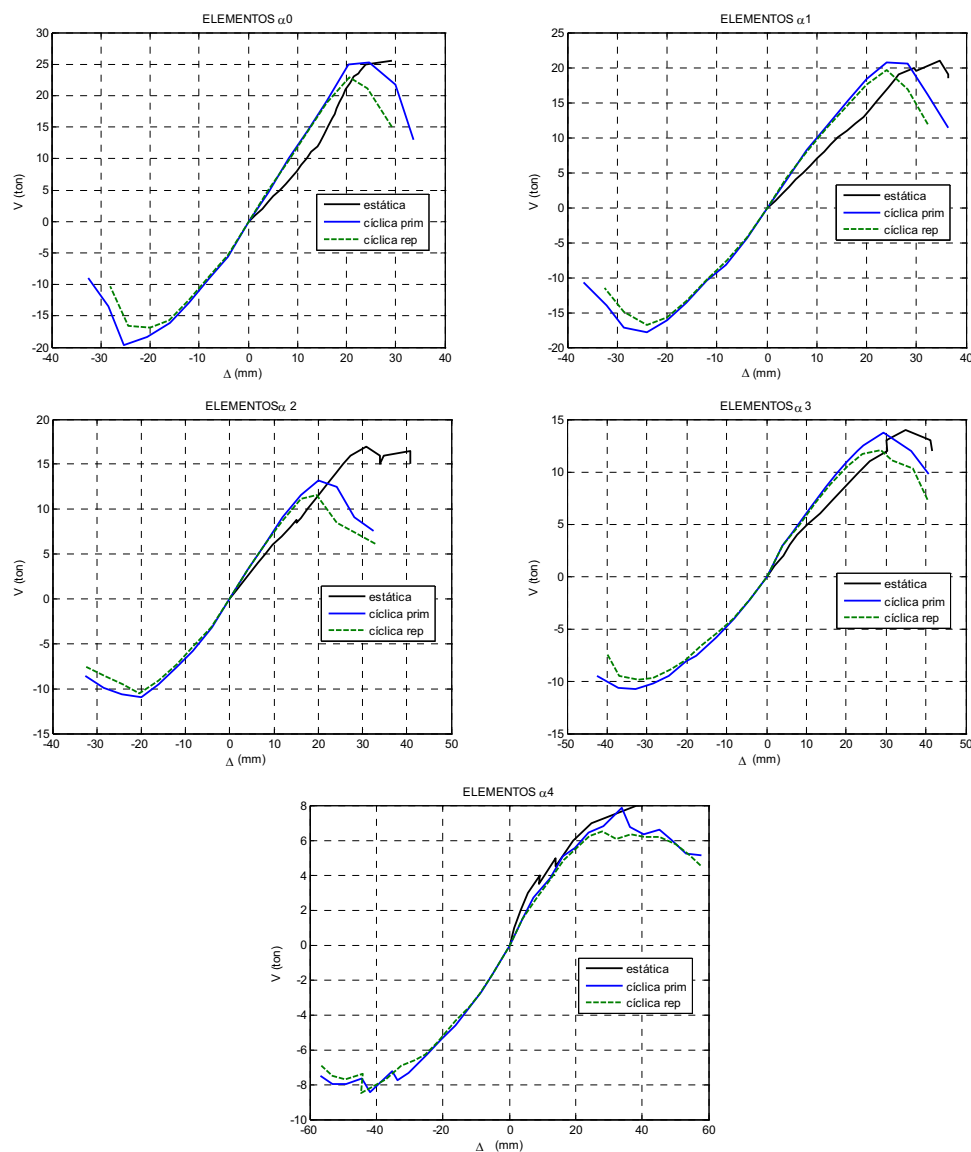


Figura 8.3. Envoltentes cíclicas (primeros ciclos y repetición) y estáticas de cada elemento

En la primera etapa (figuras 8.1 y 8.3), la proporcionalidad entre carga y deflexión se perdió después de la ocurrencia de las primeras grietas. En la parte inicial de esta etapa, al aparecer las primeras grietas, se presentaron pérdidas de rigidez en los modelos. Tanto el fenómeno de histéresis como el de disipación de energía iniciaron con dicho agrietamiento. La segunda etapa estuvo caracterizada por un incremento de la capacidad de carga con el aumento de deflexión en una proporción semejante en todos los modelos. Una vez alcanzada la resistencia de las vigas, se inició la tercera etapa que fue muy corta. La tendencia de las curvas en esta última etapa se caracterizó por el descenso brusco de la resistencia al incrementar la deflexión, especialmente en los elementos TASC α 0-R1-c y TASC α 1-R1-c. Este comportamiento es típico de elementos que presentan fallas por corte, como las observadas en los especímenes.

En las gráficas de las figuras 8.1, 8.2 y 8.3, se observa que existe una variación de rigidez entre los elementos monotónicos y cíclicos; esta diferencia se puede deber en parte a la variación de la resistencia del concreto, al proceso de la captura de datos y muy probablemente al reacomodo del material y del dispositivo de prueba durante la captura de datos.

Las deflexiones al centro del claro asociadas a la resistencia alcanzada al final de los ensayos fueron inferiores a 60 mm.

Si se comparan los valores de resistencia con los predichos con base en las propiedades medidas de los materiales (apéndice A), se observa que la propuesta hecha por Tena-Colunga *et al.* (2007) predice valores de resistencia razonables. No obstante, las resistencias experimentales son mayores a las predichas a excepción de los elementos TASC α 4-R1 y R1-c donde las resistencias experimentales son menores a las esperadas. En la tabla 8.2 se presentan los valores de la resistencia a cortante experimental (V_{exp}) y la esperada (V_{nTA}). En general la propuesta para obtener la resistencia a cortante, V_{nTA} , conduce a buenas estimaciones para todos los resultados experimentales (media y desviación estándar, tabla 8.2).

En general, el comportamiento observado en todos los modelos es bastante similar, salvo que en los elementos sujetos a carga cíclica, en los que se presentó una mayor rigidez inicial (elástica), en comparación con sus similares ante carga estática (figura 8.3), tanto en los primeros ciclos como los de repetición hasta la falla. Cabe señalar que después de la falla, hubo una degradación de rigidez considerable (figura 8.3), esto ocurrió a todos los elementos TASC α i-R1-c a excepción del elemento TASC α 4-R1-c, el cual presentó una menor rigidez inicial que su similar ante carga estática (figura 8.3). En los elementos TASC α i-R1 se presentó una menor rigidez que sus similares ante carga cíclica hasta la falla, pero no experimentaron una pérdida de rigidez abrupta.

A pesar de la repetición de ciclos y la pérdida de rigidez por el agrietamiento causado por éstos, los elementos TASC α i-R1-c, exhibieron un mejor comportamiento que sus similares TASC α i-R1 ante carga estática. Esto se debe en gran parte a que en los elementos sujetos a cargas estáticas, la carga fue gradual sin darle tiempo al elemento internamente de reacomodarse y recuperarse, contrario a lo que ocurrió en los elementos sujetos a cargas

cíclicas, ya que en éstos entre un semiciclo de carga y otro hubo un reacomodo interno (cerrándose o abriéndose grietas), lo que le permitió recuperarse para el siguiente ciclo de cargas, para así distribuir mejor el daño y exhibir un mejor comportamiento.

Tabla 8.2 Comparación de la resistencia a cortante experimental con el estimado

ELEMENTO	α	V_{exp} (Ton)	V_{nTA} (Ton)*	V_{nTA}/V_{exp}
TASC α 0-R1	0	25	19.09	0.764
TASC α 1-R1	3.07	20	16.37	0.819
TASC α 2-R1	6.12	17	14.65	0.862
TASC α 3-R1	9.13	12	12.47	1.039
TASC α 4-R1	12.1	8	9.62	1.203
Media	-	-	-	0.937
Desviación estandar	-	-	-	0.181
TASC α 0-R1-c	0	24.89	17.89	0.719
TASC α 1-R1-c	3.07	20.75	16.11	0.776
TASC α 2-R1-c	6.12	13.23	13.61	1.029
TASC α 3-R1-c	9.13	13.70	12.55	0.916
TASC α 4-R1-c	12.1	7.88	9.95	1.262
Media	-	-	-	0.940
Desviación estandar	-	-	-	0.217

*Tena-Colunga *et al.* 2007

8.3 ENVOLVENTES DE RESPUESTA DE LOS ELEMENTOS TASC α i-R0-c Y TASC α i-R1-c

En la figura 8.4 se presentan las envolventes de las curvas histeréticas de los primeros ciclos medidas en los especímenes TASC α i-R0-c, así como las para los especímenes TASC α i-R1-c. Para ambos grupos de especímenes, las envolventes se construyeron a partir de los valores máximos de la fuerza cortante en cada deflexión. También se indica la resistencia a cortante esperada (V_{nTA}) de acuerdo con lo recomendado por Tena-Colunga *et al.* (2007) y se incluyen las deflexiones asociadas al primer agrietamiento diagonal y falla⁸.

Se observa de las gráficas de la figura 8.4, que la presencia de los estribos no modifica la rigidez inicial de los elementos con el mismo ángulo de acartelamiento. Esta similitud se conserva casi hasta el cortante del primer agrietamiento diagonal de los elementos sin refuerzo transversal. También puede observarse que sin importar la presencia de estribos el primer agrietamiento es similar para los elementos de 6.12°, 9.13° y 12.1°. En la tabla 8.3 se presentan los diferentes valores de la fuerza cortante de agrietamiento y falla.

⁸ El primer agrietamiento y falla ocurrió siempre en los semiciclos positivos como se vio en el capítulo 6, por lo cual solo se señalan para estos semiciclos.

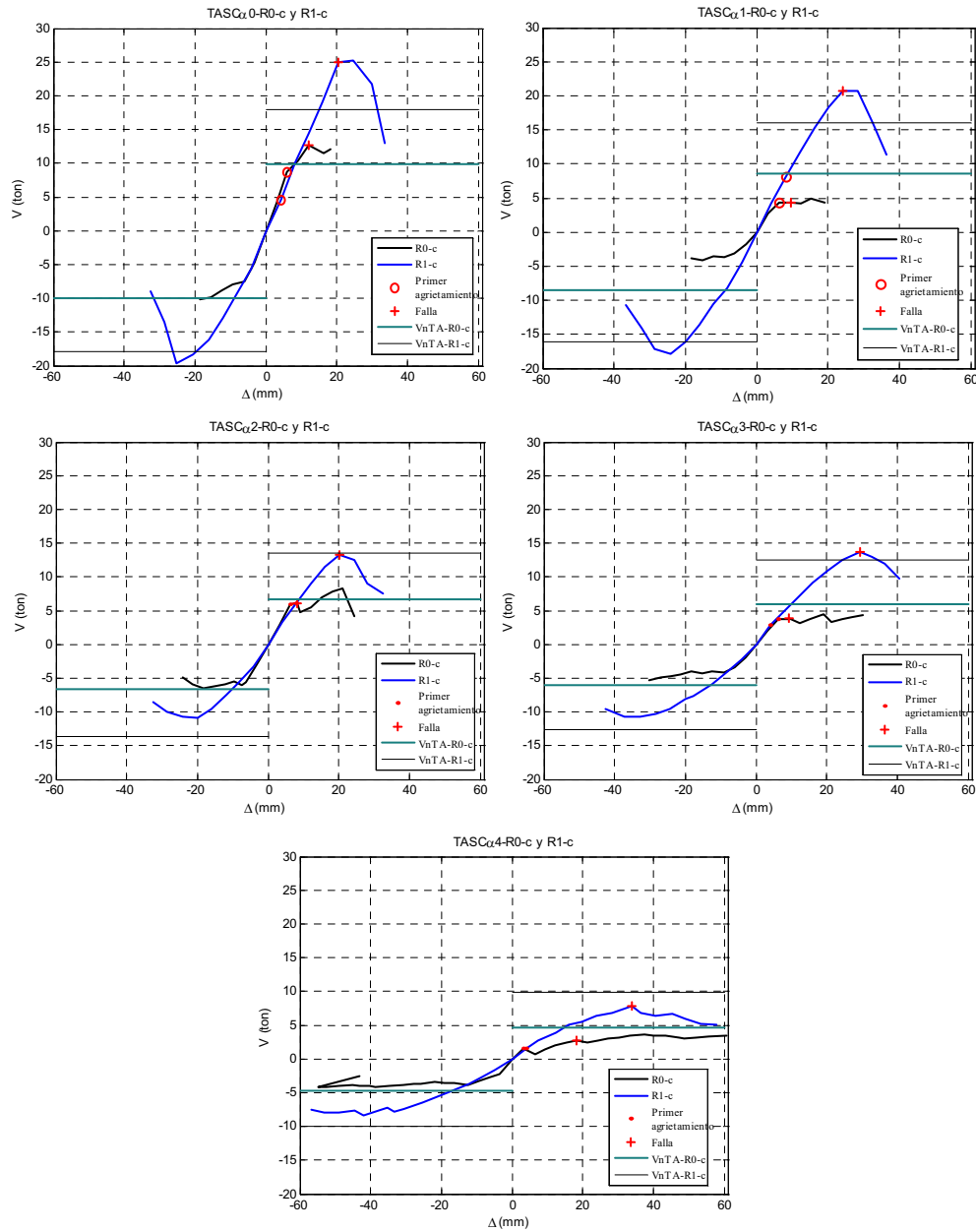


Figura 8.4. Envolventes globales para primer ciclo de los elementos TASC α i-R0-c y R1-c

En la figura 8.5 se presentan las curvas carga-deflexión para los primeros ciclos de los elementos TASC α i-R0-c y para los elementos TASC α i-R1-c. Puede observarse (figura 8.5) que para ambos grupos de especímenes (TASC α i-R0-c y TASC α i-R1-c) el efecto del ángulo de acartelamiento, α , influye notablemente en la rigidez inicial y la resistencia de cada elemento, observándose que conforme el ángulo de acartelamiento aumenta, la rigidez inicial disminuye así como su resistencia. También es claro, que al aumentar el ángulo de acartelamiento, la capacidad final de deformación, δ_{clps} , también aumenta y se permite

acomodar un mayor número de ciclos. Este fenómeno se atribuye a la capacidad de las TACR de aceptar un daño mayor al que admiten las traves de sección constante y distribuirlo en las cartelas.

Cabe aclarar que el único elemento que viola ligeramente las tendencias descritas anteriormente es el elemento TASC α 1-R0-c ($\alpha=3.07^\circ$), ya que presentó una falla prematura con una resistencia mucho menor a la esperada y también menor al que le sigue en acartelamiento (TAS α 2-R0-c, figura 8.4).

Tabla 8.3 Valores asociados al primer agrietamiento y falla

ELEMENTO	Primer agrietamiento		Falla		f'_c (kg/cm ²)
	V (Ton)	d (mm)*	V (Ton)	d (mm)*	
TASC α 0-R0-c	8.78	6.06	12.61	12.1	454
TASC α 1-R0-c	4.41	6.12	4.41	9.48	433
TASC α 2-R0-c	5.97	6.14	6.08	8.18	354
TASC α 3-R0-c	3.83	6.10	3.85	9.22	395
TASC α 4-R0-c	1.61	3.08	2.76	18.14	361
TASC α 0-R1-c	4.56	4.14	24.89	20.42	227
TASC α 1-R1-c	8.18	8.04	20.75	24.1	245
TASC α 2-R1-c	6.16	8.00	13.23	20.02	217
TASC α 3-R1-c	2.92	4.06	13.70	29.28	284
TASC α 4-R1-c	1.52	4.08	7.88	33.92	245

*Desplazamiento correspondiente al centro del claro

En la tabla 8.3 puede observarse que el desplazamiento del primer agrietamiento para los elementos sin refuerzo transversal (TASC α i-R0-c) es de 6 mm a excepción del elemento TASC α 4-R0-c que difiere de esta secuencia de desplazamiento, para los elementos con refuerzo transversal no se presenta tal comportamiento.

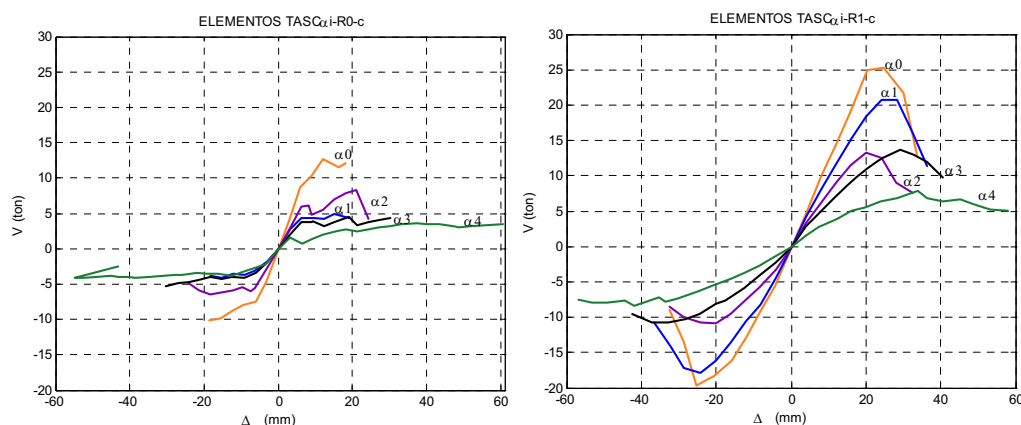


Figura 8.5. Comparación de las envolventes globales para los elementos TASC α i-R0-c y R1-c (primeros ciclos)

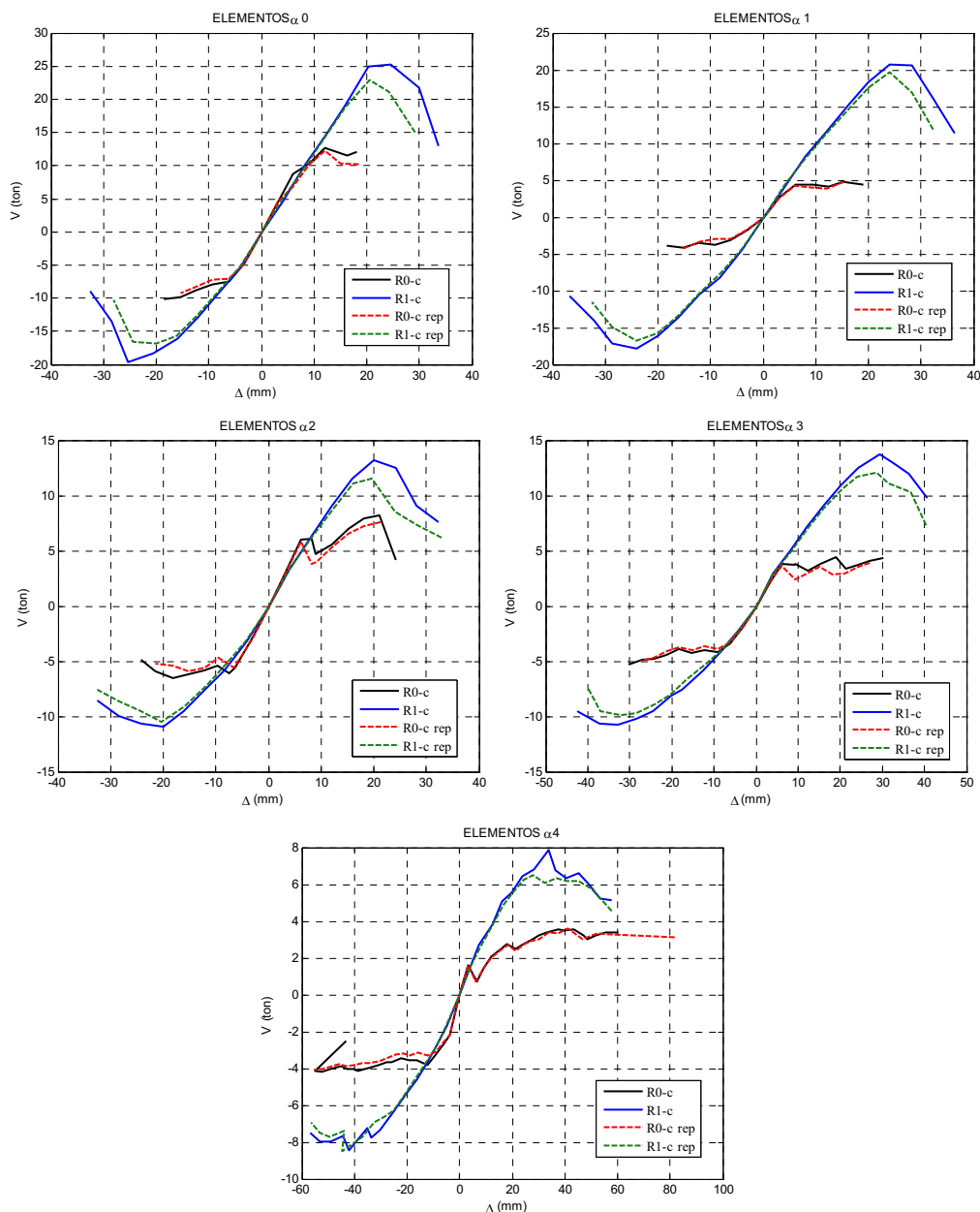


Figura 8.6. Envolturas cíclicas de cada elemento, primeros ciclos y repetición

Algo importante a hacer notar en la figura 8.5 es el efecto de confinamiento del concreto, ya que puede verse notablemente la diferencia en cuanto a resistencia y a comportamiento entre ambos grupos de elementos, exhibiendo un mejor comportamiento los elementos R1 que los R0. Dicho comportamiento se debió al confinamiento proporcionado a los elementos R1, propiciando la formación de puntales a compresión los cuales ayudarían a resistir una mayor carga y exhibirían una capacidad para acomodar varias repeticiones de carga. Se sabe que, en general, en el mecanismo resistente a corte, todo el cortante debe ser

tomado por el concreto, estribos, adherencia y anclaje (Terán 2006). Una parte del cortante es tomado por los puntales de concreto que deben apoyarse en el acero de refuerzo, formándose entonces un mecanismo resistente global que involucra al trabajo conjunto del concreto y acero, mecanismo que no ocurre en los elementos sin refuerzo transversal (TASC α i-R0-c).

Las gráficas de la figura 8.6 muestran que, salvo el elemento prismático, ambas envolventes (primeros ciclos y repetición) son idénticas hasta la aparición del primer agrietamiento diagonal. También es evidente que, a excepción del elemento TASC α 1-R0-c, la respuesta hasta el primer agrietamiento es prácticamente lineal. A partir del primer agrietamiento diagonal, la envolvente de los ciclos de repetición en los elementos tiende a ir por debajo de la envolvente de los ciclos primeros, presentándose la mayor diferencia en las demandas cercanas a la falla. En el caso del elemento TASC α 4-R0-c, las envolventes muestran muy poca diferencia en toda la respuesta.

En las gráficas de las figuras 8.4 y 8.6 se pueden reconocer también tres etapas principales en el comportamiento general de las trabes ensayadas. Las dos primeras etapas exhibieron una relación lineal entre la carga y la deflexión. La primera de ellas finalizó con el agrietamiento inclinado y la consecuente pérdida de rigidez. La segunda se extendió hasta la ocurrencia de las primeras grietas relevantes; terminó al alcanzar la carga que ocasionó la falla. La tercera etapa fue diferente para ambos grupos de elementos, ya que para los elementos R1-c la tercer etapa se extendió hasta alcanzar la resistencia de los modelos y se caracterizó por la pérdida gradual de rigidez y de resistencia y para los elementos R0-c también se extendió hasta alcanzar la resistencia de los elementos pero presentaron un comportamiento de recuperación después de la falla y casi mantuvieron la misma resistencia hasta el colapso. Los elementos en esta etapa no presentaron un descenso brusco en la rigidez, excepto el elemento TASC α 2-R0-c.

También ambos grupos presentaron una gran capacidad de redistribuir el daño en el claro de cortante antes de perder la capacidad de carga; especialmente en los elementos TASC α 4-R0-c y R1-c, que prácticamente duplicaron la deformación asociada a la falla. Finalmente, se aprecia una ligera asimetría en las envolventes de histéresis, la cual se acredita tanto al armado longitudinal como a la geometría de las trabes.

Al comparar los valores de resistencia con los predichos con base en las propiedades medidas de los materiales (apéndice A), se observa que la propuesta hecha por Tena-Colunga *et al.* (2007) predice valores de resistencia razonables. No obstante, los elementos TASC α 4-R1-c y R0-c, TASC α 1-R0-c y TASC α 3-R0-c (figura 8.4) presentaron una falla prematura con una resistencia mucho menor a la esperada. En la tabla 8.4 se presentan los valores de la resistencia a cortante experimental (V_{exp}) y la esperada (V_{nTA}). En general la propuesta para obtener la resistencia a cortante, V_{nTA} , conduce a buenas estimaciones especialmente para los elementos con refuerzo a cortante (tabla 8.4).

En general ambos grupos exhibieron un buen comportamiento, y a partir de las gráficas (figuras 8.4, 8.5 y 8.6), es evidente que el utilizar las gráficas $V-\Delta$, es un buen criterio para

estudiar el efecto que causa la presencia del refuerzo transversal en la respuesta de algunos parámetros estructurales de las trabes con el mismo ángulo de acartelamiento.

Tabla 8.4 Comparación de la resistencia a cortante experimental con el estimado

ELEMENTO	α	V_{exp} (Ton)	V_{nTA} (Ton)*	V_{nTA}/V_{exp}
TASC α 0-R0-c	0	12.61	9.94	0.788
TASC α 1-R0-c	3.07	4.41	8.58	1.946
TASC α 2-R0-c	6.12	6.08	6.69	1.100
TASC α 3-R0-c	9.13	3.85	5.98	1.553
TASC α 4-R0-c	12.1	2.76	4.67	1.690
Media	-	-	-	1.415
Desviación estandar	-	-	-	0.466
TASC α 0-R1-c	0	24.89	17.89	0.719
TASC α 1-R1-c	3.07	20.75	16.11	0.776
TASC α 2-R1-c	6.12	13.23	13.61	1.029
TASC α 3-R1-c	9.13	13.70	12.55	0.916
TASC α 4-R1-c	12.1	7.88	9.95	1.262
Media	-	-	-	0.940
Desviación estandar	-	-	-	0.217

*Tena-Colunga *et al.* 2007

CAPÍTULO 9

EVALUACIÓN DE MODELOS ANALÍTICOS NO LINEALES SIMPLES PARA ESTIMAR LA PROPUESTA EXPERIMENTAL CÍCLICA OBSERVADA

9.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se evaluará que tan razonable es utilizar un programa simple para predecir la configuración deformada de los elementos probados experimentalmente (TASCOi-R1-c) haciendo una simulación de carga y condiciones de prueba similares a las pruebas experimentales, basándose en los datos obtenidos y en observaciones hechas durante las pruebas experimentales. El programa analítico no lineal a evaluar es el DRAIN-2DX.

9.2 MÉTODO DE ANÁLISIS

Para evaluar la deformación debida a cortante a cada uno de los elementos probados experimentalmente (TASCOi-R1-c) en el DRAIN-2DX fue necesario saber cuales son las herramientas de análisis que este programa dispone en su librería para poder modelar adecuadamente a cada uno de los elementos. Para modelar los elementos se utilizó el elemento viga-columna (tipo 2) que el DRAIN-2DX dispone, utilizando la superficie de fluencia que corresponde a el elemento tipo viga en el que no existe carga axial y otra opción para modelar los elementos podría ser el elemento tipo columna en el que permite la carga axial en el elemento (figura 9.1). Este segundo elemento del DRAIN 2D puede ser utilizado ya que, de acuerdo a Tena-Colunga *et al.* (2007), conforme aumenta el ángulo de acartelamiento en la viga se manifiesta una respuesta de arco lo que nos muestra que internamente dentro del elemento existe la influencia de una pequeña carga axial que influye en la respuesta de arco. En este estudio solo se modelara con el elemento tipo viga.

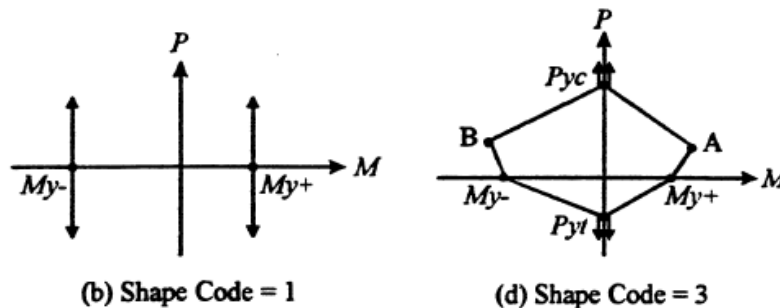


Figura 9.1. Superficies de fluencia para el elemento viga-columna del DRAIN-2DX utilizados en el modelado

Para el primer elemento utilizado (elemento tipo viga), como es sabido, en el DRAIN-2DX dicho elemento está diseñado para que su falla sea por flexión, y ya que en este estudio se realizaron pruebas experimentales en elementos sujetos a cortante, fue necesario simular la falla a cortante a través de la flexión. Esta transición de pasar de falla de cortante a falla de flexión se realizó calculando los momentos resistentes en cada nodo del elemento (figura 9.3) de acuerdo a las NTCC vigentes y calculando los cortantes actuantes de cada elemento de acuerdo a la propuesta de Tena-Colunga *et al.* (2007) para poder obtener así una proporción de los momentos a flexión a partir de los cortantes actuantes, de acuerdo a las relaciones siguientes (figura 9.2).

La capacidad a cortante debido a la flexión en un elemento de sección cualquiera esta dado por:

$$V = \frac{M_2 + M_1}{L} \quad (9.1)$$

donde M_1 y M_2 son los momentos resistentes (de acuerdo a las NTCC vigentes, basado en el bloque rectangular) y L la longitud del elemento respectivamente. Cabe mencionar que en M_1 y M_2 esta implícito el peso propio de cada sección de elemento así como el peso del dispositivo para el modelado.

La capacidad a flexión debido a cortante de acuerdo a la figura 9.2 es

$$M_{eq} = \frac{V_1 + V_2}{2} L \quad (9.2)$$

donde V_1 y V_2 son los cortantes actuantes (V_{nTA}) en el elemento, de acuerdo con Tena-Colunga *et al.* (2007) y L es la longitud del elemento.

Si relacionamos las ecuaciones 9.1 y 9.2 tenemos la siguiente relación:

$$2M_{eq} = M_1 + M_2 \quad (9.3)$$

A partir de la relación de la ecuación 9.3 se obtiene la proporción que existe entre el momento debido a cortante (M_{eq}) y el debido a flexión (M_1 y M_2) en los extremos del elemento respectivamente, de esta forma se obtiene el momento a flexión asociado a una falla por cortante.

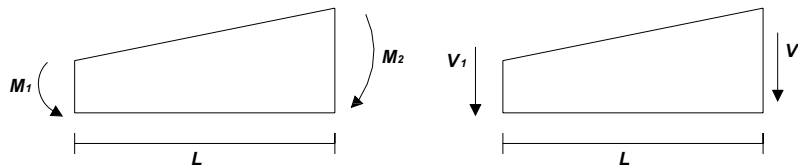


Figura 9.2. Elemento acartelado sujeto a cortante y momento flexionante

Cabe mencionar que para los elementos acotados entre los puntos de aplicación de carga el momento resistente considerado en el modelado fue el calculado debido únicamente a flexión. Esta consideración hecha en el modelado se debe a que en la longitud acotada por los puntos de aplicación de carga no existe cortante y está regida únicamente por flexión comprobándose con lo observado experimentalmente que dicha zona no sufre daño.

9.3 MODELADO DE LOS ELEMENTOS TASC α i-R1-c

Para predecir con razonable aproximación la configuración deformada de los elementos ensayados experimentalmente y debido a que presentan secciones variables, fue necesario subdividir a cada elemento (TASC α i-R1-c) en pequeños elementos. Esta división se basó principalmente en puntos de aplicación de carga y puntos de lectura de deformación. También se tomó en cuenta el inicio de fallas principales y secciones en las que ocurrió la falla. Los tercios que corresponden a la cartela, desde el punto de apoyo hasta el inicio de la sección prismática (tercio central), se dividieron en tres elementos cuyas dimensiones varían (figura 9.3); la dimensión del primer subelemento está definida por el punto de apoyo y el inicio de las grietas principales (capítulo 6), los siguientes dos tienen las mismas dimensiones, ya que en esta longitud representada por estos dos elementos ocurrió la falla observada en los experimentos.

El tercio central se subdividió en cuatro elementos, el primero y el cuarto están acotados por el inicio de la sección constante y el punto de aplicación de carga el segundo y tercero tienen las mismas dimensiones y están acotados por el punto de aplicación de carga y el centro del claro del elemento completo; punto en el cual se llevaron a cabo los registros de la deformación durante las pruebas experimentales (figura 9.3).

Las divisiones de los elementos mencionadas anteriormente fueron sólo para los elementos acartelados, ya que la división del elemento prismático fue diferente, la sección acotada del punto de apoyo y aplicación de carga del elemento prismático se dividió en tres elementos iguales así como la zona acotada por los puntos de aplicación de carga (figura 9.3).

Para el modelado de los subelementos fue necesario considerar el peso propio de cada subelemento y peso del dispositivo de carga en aquellos elementos donde se ubicaba y observar qué efecto produce el peso propio en el modelado. Cabe mencionar que los muñones de los extremos de los elementos no fueron modelados.

En el modelado de cada uno de los elementos que componen a una TASC fue necesario obtener los factores de rigidez y transporte de cada elemento, normalizando dichos factores entre la inercia central constante de cada elemento. Para obtener los factores de rigidez de cada elemento se utilizó la propuesta de Tena-Colunga (1996) para análisis de elementos del tipo viga-columna de sección variable. Este método incluye las deformaciones por cortante y la variación de las propiedades de la sección transversal a lo largo de un eje centroidal continuo. En el apéndice C se encuentra la formulación empleada para estos elementos.

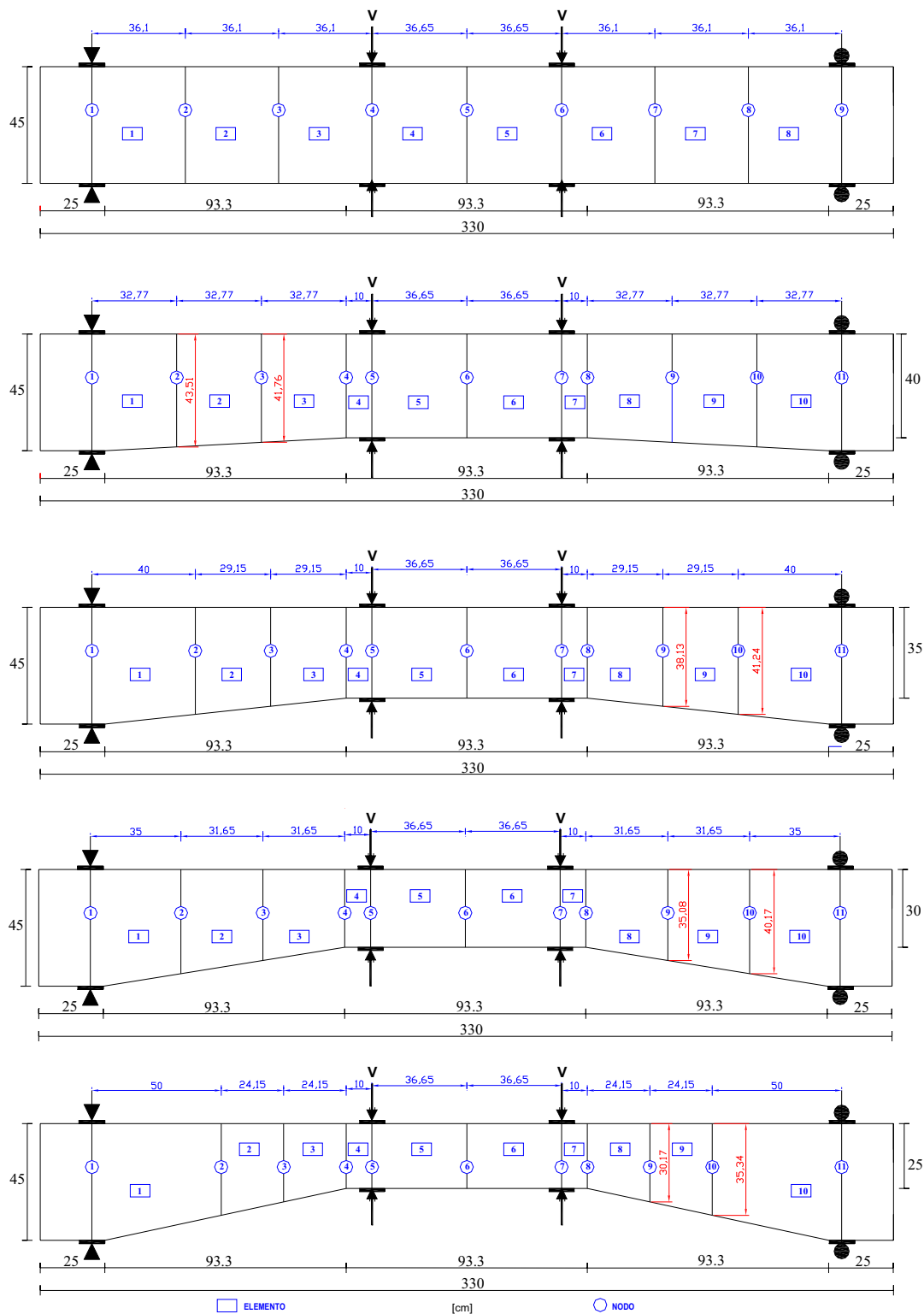


Figura 9.3. Modelos utilizados para analizar las trabes acarteladas mediante el DRAIN-2DX

El módulo de elasticidad empleado en el modelado de los elementos de cada una de las trabes fue el obtenido experimentalmente en los cilindros de control (apéndice A). Para tomar en cuenta la posfluencia en el DRAIN-2DX, se obtuvo para cada trabe la relación de este parámetro en el peralte crítico (d_{cr}) de cada trabe y fue general para todos los elementos que la componen. El momento de inercia que se tomó para el modelado de cada elemento fue completo y no se afectó por el agrietamiento, debido a que al momento de la prueba no existía agrietamiento.

Para el modelado de los elementos tipo viga en el DRAIN-2DX se hicieron dos corridas para cada trabe, la primera corrida se utilizó el módulo de elasticidad obtenido de los cilindros y la segunda se obtuvo a partir de la proporción del módulo de elasticidad de los cilindros, igualando las pendientes elásticas de las gráficas, esto se obtuvo haciendo una relación de pendientes elásticas de la envolvente experimental del primer ciclo de la trabe y de la pendiente elástica de la grafica obtenida del DRAIN-2DX. Esta modificación tiene su justificación, ya que, si el modulo de elasticidad no se tomara solo de cilindros de control sino del propio elemento o se realizará una prueba indirecta; la relación entre pendientes elásticas sería muy similar, por lo que el modelado sería mas parecido a la prueba experimental.

En la figura 9.4 se observa que, para la primera corrida, el análisis con el DRAIN-2DX predice en general valores de resistencia a cortante de los elementos razonablemente, excepto para el elemento TASC α 1-R1-c, en el que la predicción subestima su resistencia, igualmente con lo que sucede con la propuesta de Tena-Colunga *et al.* (2007); también se observa que conforme aumenta el ángulo de acartelamiento la predicción se acerca más a la real (Tabla 9.1). Además, se observa que al emplear el módulo de elasticidad obtenido de los cilindros, la curva para cada elemento obtenida con el DRAIN-2DX muestra que la rigidez del elemento es mucho mayor a la obtenida experimentalmente.

Tabla 9.1 Comparación de resistencias a cortante

Elemento	α	Experimental	Teórica	DRAIN-2DX		V _{drain1} /V _u	V _{drain2} /V _u
		V _u (Ton)	V _{nTA} (Ton)*	V _{drain1} (Ton)†	V _{drain2} (Ton)‡		
TASC α 0-R1-c	0	24.89	17.89	22.73	20.62	0.91	0.83
TASC α 1-R1-c	3.07	20.75	16.11	14.9	13.94	0.72	0.67
TASC α 2-R1-c	6.12	13.23	13.61	12.28	10.95	0.93	0.83
TASC α 3-R1-c	9.13	13.70	12.55	12.1	10.57	0.88	0.77
TASC α 4-R1-c	12.10	7.88	9.95	7.88	7.33	1.00	0.93

*Tena-Colunga *et al.* 2007

†DRAIN 2DX, primera corrida

‡DRAIN 2DX,segunda corrida

Para los semiciclos negativos la predicción de cortante difiere un poco del experimental que para la predicción de los semiciclos positivos (figura 9.4), esto debido a que la envolvente para el semiciclo negativo obtenida del DRAIN-2DX es idéntica al semiciclo positivo.

El comportamiento del modelado para la segunda corrida es muy similar al descrito para la primera corrida (figura 9.5). Se observa que si el módulo de elasticidad que presentaron las trabes durante la prueba se hubiera obtenido directamente de éstas, la aproximación entre las curvas envolventes analíticas y experimentales sería un poco menor que si se emplearan

los módulos de elasticidad de los cilindros de control, excepto para el elemento TASC α 4-R1-c, en el que la predicción de la resistencia a cortante mediante el DRAIN-2DX varía muy poco entre la variación de los módulos de elasticidad (tabla 9.1).

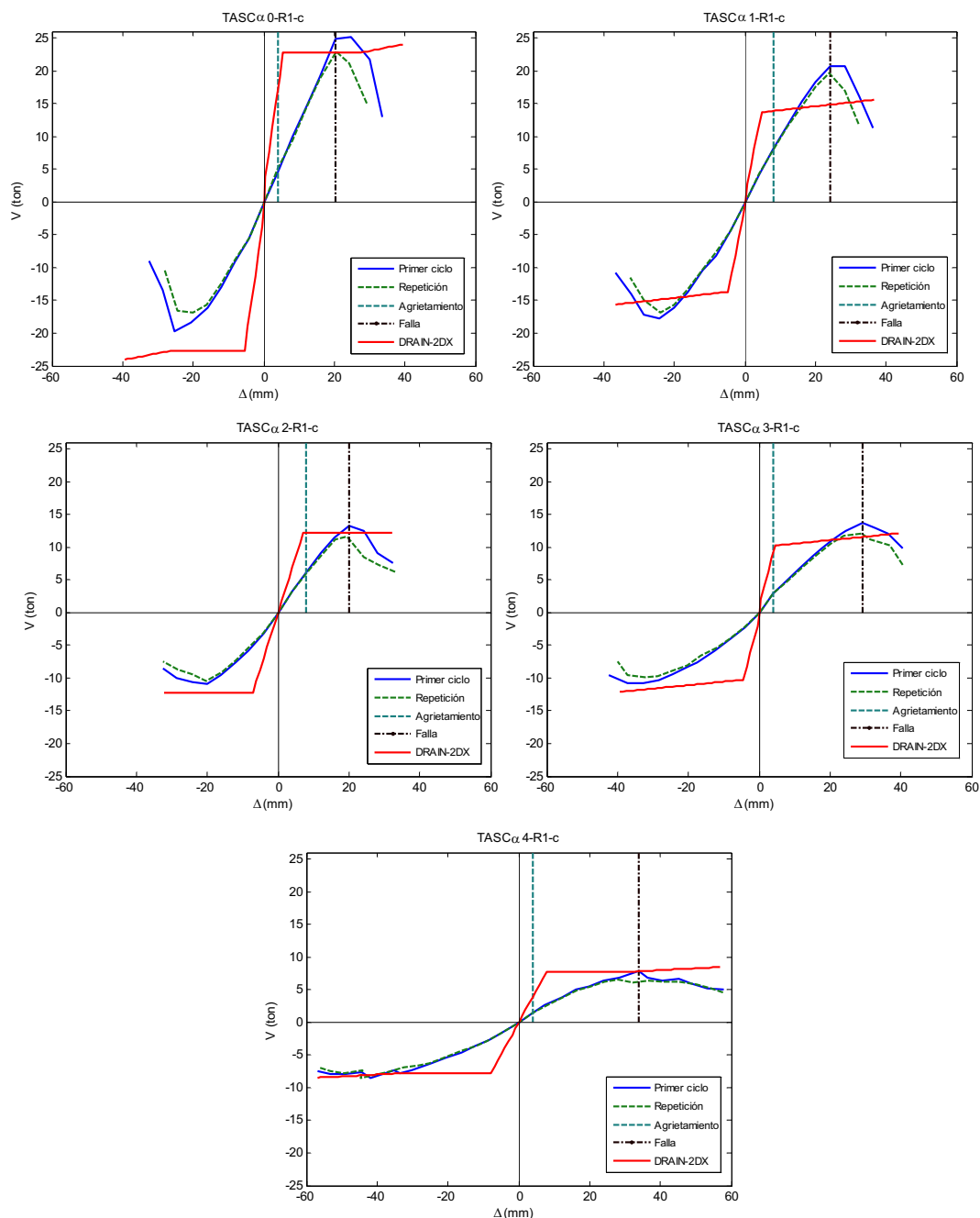


Figura 9.4. Comparación de envolventes experimentales con las envolventes obtenidas del DRAIN-2DX, primera corrida

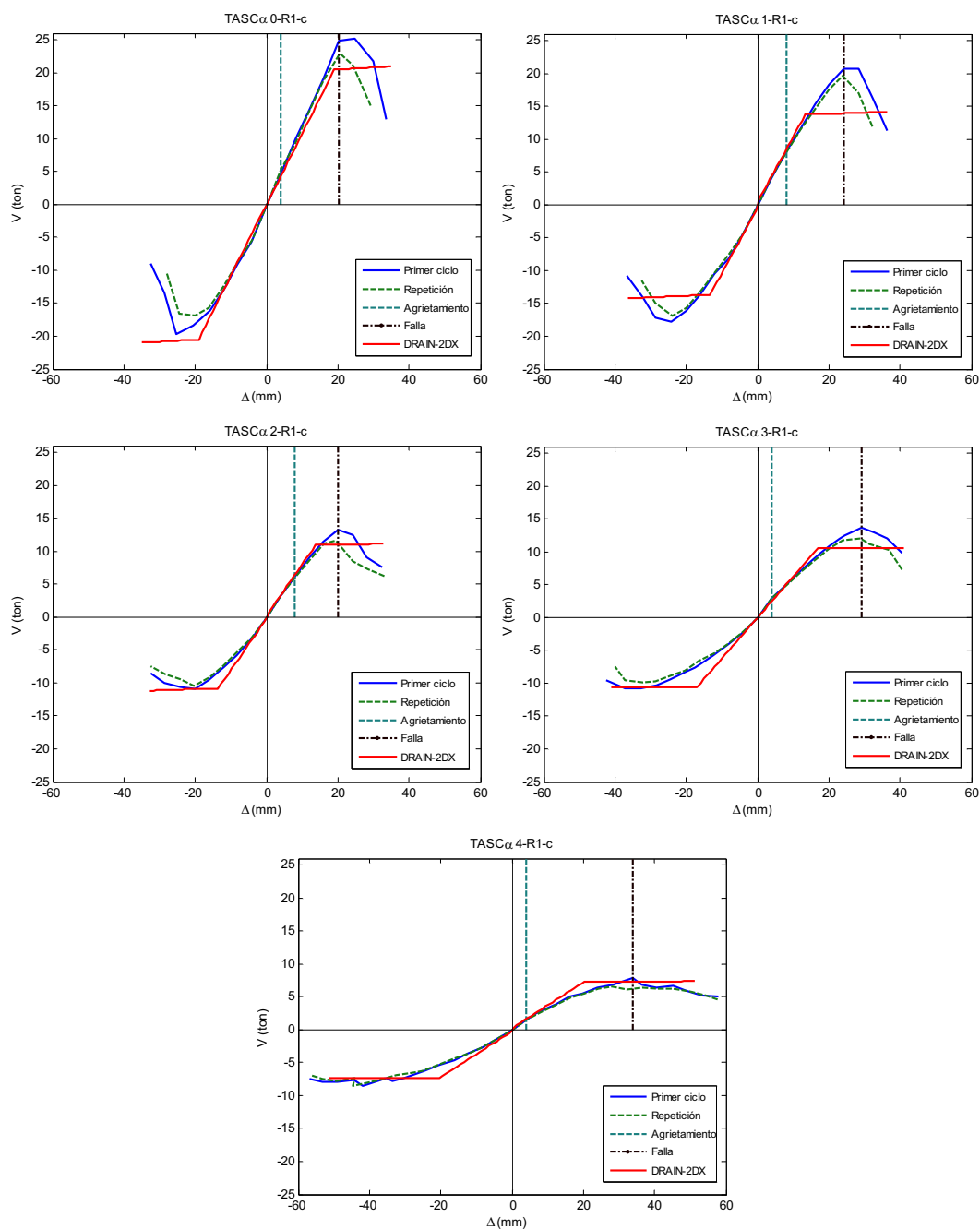


Figura 9.5. Comparación de envolventes experimentales con las envolventes obtenidas del DRAIN 2DX, segunda corrida

En la tabla 9.1 se observa que la predicción de la resistencia a cortante para el elemento TASC α 4-R1-c con el DRAIN-2DX para ambas corridas es más parecida a la experimental que en las demás traves. También se observa el efecto de la recomendación de Tena-Colunga *et al.* (2007, figura 7.2) para predecir la resistencia a cortante al utilizarla en los

datos introducidos en el DRAIN-2DX, ya que se observa que para el elemento de 3° , la predicción está por debajo de la real, influyendo de manera notoria en las corridas del DRAIN-2DX para este elemento. Para los demás elementos, al ser la predicción de la propuesta más cercana a la experimental, el efecto es notable en las corridas del DRAIN-2DX, como se observa en la tabla 9.1.

En la figura 9.4 se observa también que la fluencia de los elementos ⁹ que componen a los especímenes modelados comienza cerca del primer agrietamiento, mientras que para la segunda corrida, la formación de estas articulaciones plásticas está más cerca de la falla (tabla 9.2).

Tabla 9.2. Comparación de desplazamientos en distintas fases de prueba

ELEMENTO	Experimental		DRAIN-2DX	
	Primer agrietamiento	Falla	Articulaciones plásticas	
	d (mm)*	d (mm)*	ddrain1(mm)†	ddrain2(mm)‡
TASC α 0-R1-c	4.14	20.42	5.44	18.44
TASC α 1-R1-c	8.04	24.1	4.21	13.21
TASC α 2-R1-c	8.00	20.02	7.1	12.74
TASC α 3-R1-c	4.06	29.28	4.49	16.98
TASC α 4-R1-c	4.08	33.92	7.88	20.38

*Desplazamiento correspondiente al centro del claro

†DRAIN 2DX, primera corrida

‡DRAIN 2DX, segunda corrida

En general, el efecto del peso propio modelado en el DRAIN-2DX no fue notorio, ya que los ciclos de inversión de cargas fueron iguales, sólo que con signo contrario, como se observa en las figuras 9.4 y 9.5.

Las articulaciones plásticas en los modelos de los elementos, en general, se formaron en los nodos cercanos al punto de aplicación de carga, como se observa en la figura 9.6; tanto para la primera corrida como para la segunda, la diferencia fue que en la segunda corrida la formación de articulaciones plásticas ocurrieron para desplazamientos mayores a los desplazamientos obtenidos en la primer corrida (tabla 9.2). Las articulaciones en los elementos acartelados ocurrieron en los mismos nodos (cuatro y ocho), mientras que en el elemento prismático en los nodos tres y siete, para ambas condiciones de carga y corridas (figura 9.6).

Cabe señalar que el modelado de los elementos se rigió por los desplazamientos de cada elemento y no por rotaciones. Para las gráficas, se tomó en cuenta el desplazamiento obtenido del DRAIN-2DX más cercano al desplazamiento de colapso experimental definiendo de esta forma el final de la gráfica.

⁹ Se comienzan a formar articulaciones plásticas en los nodos de los elementos en los que se espera ocurra la falla.

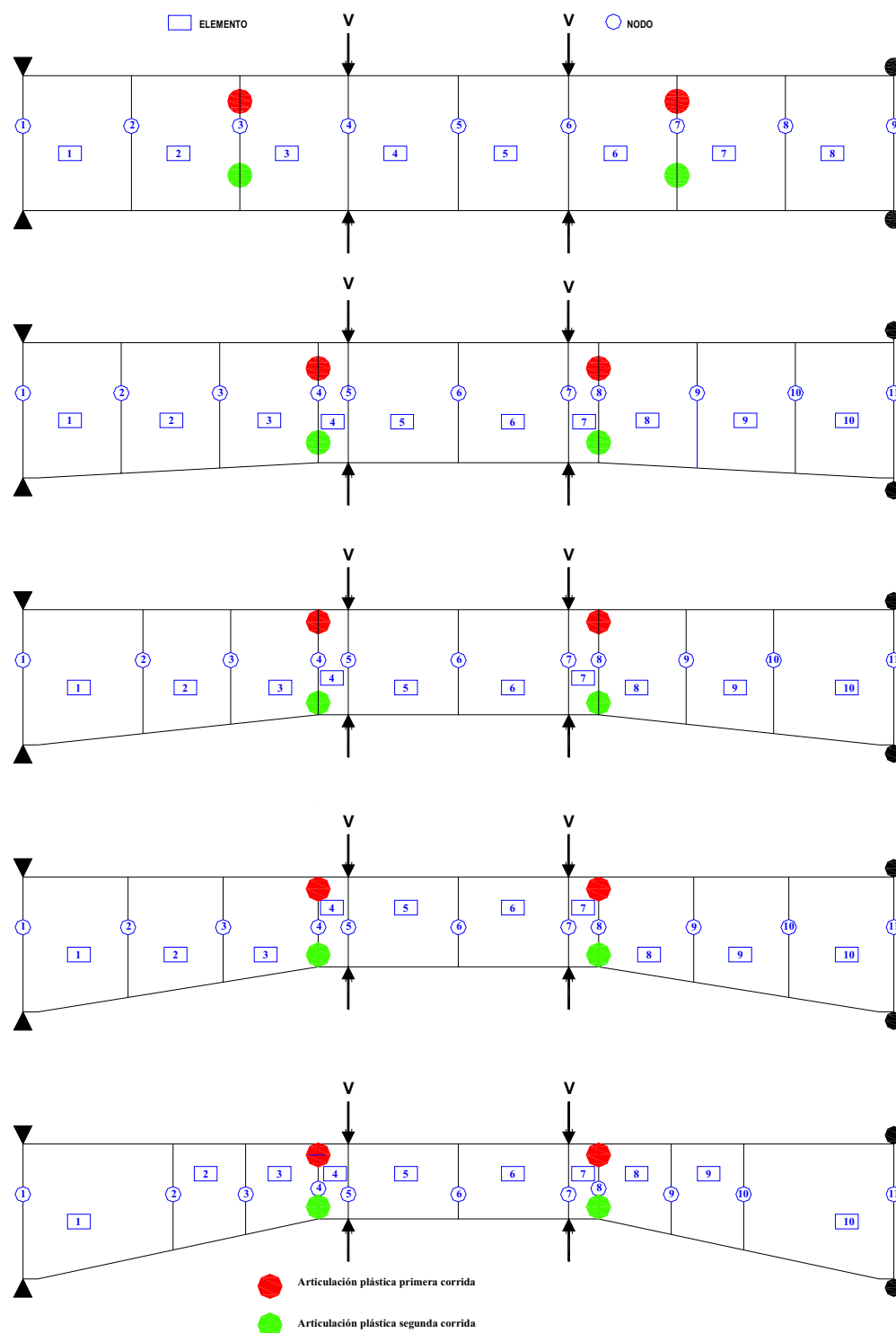


Figura 9.6. Formación de articulaciones plásticas para primera y segunda corridas, ambos sentidos de carga en los modelos del DRAIN-2DX

Como era de esperarse, la falla de los elementos modelados en DRAIN-2DX tendría que ocurrir entre los elementos dos a cuatro y sus similares del otro extremo, por poseer las mismas propiedades, tal y como ocurrió la falla experimental en la longitud que componen estos elementos. La diferencia notoria que existe entre la formación de las articulaciones plásticas y la falla experimental es que esta última se presentó en un solo extremo y no simultáneamente en ambos lados, como ocurrió con el modelo del DRAIN-2DX, lo que podría dar paso a la acción de una nueva corrida en futuros modelados; en la que para representar mejor a la prueba experimental, se podría dar a los elementos del extremo donde no ocurrió la falla experimental una capacidad ligeramente mayor que la del extremo donde ocurrió la falla y, de esta manera, hacer una simulación más parecida a observado.

Para poder modelar adecuadamente el módulo de elasticidad de las trabes en un futuro es necesario obtener una estimación más realista del módulo de elasticidad al momento de la prueba de la trabe, empleando alguna prueba no destructiva indirecta, por ejemplo, mediante un esclerómetro. Esto contribuiría en general a un mejor modelado de fases experimentales, independientemente de los programas a utilizar en los modelados de la simulación experimental.

CAPÍTULO 10

RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1 RESUMEN

Se realizaron los ensayos experimentales de cinco trabes acarteladas de concreto reforzado ante carga cíclica reversible con refuerzo mínimo por cortante, las cuales presentaron ángulos de acartelamiento de cero (trabe prismática) a doce grados. Todas las trabes se diseñaron para presentar fallas a cortante. Las variables estudiadas fueron el ángulo de acartelamiento (α), la contribución del acero de refuerzo transversal y longitudinal en la resistencia a cortante y el efecto del confinamiento ante cargas cíclicas. Además, se estudió experimentalmente las diferencias de comportamiento que presentan las trabes acarteladas en comparación con las prismáticas y se analizaron los mecanismos de resistencia a cortante cíclico al cual estarán sujetas las trabes, en especial en las cartelas.

Se evaluó la validez de la ecuación de diseño a cortante propuesta por Tena-Colunga *et al.* (2007), así como también se realizó la evaluación de modelos analíticos no lineales simples para estimar la propuesta experimental observada.

10.2 CONCLUSIONES

Con base en los resultados del programa experimental, es posible realizar las siguientes conclusiones.

1. Se comprobó que, efectivamente, los elementos fallaron a cortante como estaba previsto y que la flexión no fue un factor importante en la falla ante carga última de los diferentes tipos de trabes.
2. Se observaron dos tipos de comportamiento, por una parte, el que involucra al elemento prismático (TASC α 0-R1-c) y al elemento TASC α 1-R1-c que presentan un agrietamiento y comportamiento típico a cortante de vigas rectangulares, y el comportamiento que involucra a los tres elementos restantes (TASC α 2-R1-c, TASC α 3-R1-c y TASC α 4-R1-c) en el que se observa claramente la influencia de la componente vertical del acero de refuerzo longitudinal en la resistencia y propagación de grietas global.
3. Para las trabes con acartelamientos de hasta nueve grados, se presentó un comportamiento lineal hasta poco antes del cortante de falla de los elementos. En el elemento con mayor acartelamiento, $\alpha=12.10^\circ$, se presentó un comportamiento moderadamente no lineal en toda la historia de carga. Este comportamiento fue el mismo que se presentó en elementos sin refuerzo transversal con el mismo ángulo

de acartelamiento (Archundia *et al.* 2005 y Grande 2005). Tal comportamiento se atribuye a la geometría de la trabe.

4. Al analizar la instrumentación interna de cada trabe, se observó que, en general, la contribución y la demanda a la que estuvieron sujetos los estribos fue mayor en aquéllos cercanos al punto de aplicación de carga¹⁰ y el lado donde ocurrió la falla; llegando a su fluencia, mientras que aquellos estribos que se encontraban alejados del punto de aplicación de carga, la demanda no era notoria, los cuales no fluyeron. Para el refuerzo longitudinal se observó un comportamiento similar, se observó una evolución de deformación desde los puntos de apoyo hacia el centro de la trabe; donde las fluencias se registraron cercanas al vértice y en el centro de la trabe.
5. Si se comparan los lazos histeréticos de los elementos, se observa el aumento en la degradación de la rigidez conforme aumenta el ángulo de acartelamiento; pero no es así con la carga, pues entre mayor es el ángulo de acartelamiento es menor su resistencia. Esto se aprecia notablemente si comparamos el primer elemento (TASCα0-R1-c) y el último (TASCα4-R1-c). En el elemento prismático se presentó una mayor resistencia con una pequeña capacidad de deformación, mientras que para el último elemento es todo lo contrario, una menor resistencia pero una mayor capacidad de deformación.
6. Se puede concluir que entre mayor es el ángulo de acartelamiento, se tiene una mejor disipación de energía.
7. Al evaluar la ecuación de diseño a cortante propuesta por Tena-Colunga *et al.* (2007), se comprobó que dicha propuesta predice valores de resistencia a cortante razonables, a excepción de la resistencia del elemento TASCα4-R1-c, en el que se sobrestimó su resistencia.
8. En la evaluación de un modelo analítico no lineal, utilizando el programa DRAIN-2DX, para estimar la envolvente de la respuesta experimental cíclica observada, se observó que, tomando en cuenta las limitaciones del software y adecuando el elemento viga-columna existente para modelar indirectamente una falla por corte, con dicho programa se pueden predecir la resistencia máxima y la deformación última a cortante, más no la curva envolvente propiamente dicha, sobre todo si se alimenta con parámetros obtenidos a partir de las pruebas experimentales.

10.3 RECOMENDACIONES

A partir de los resultados obtenidos, se proponen las siguientes recomendaciones en cuanto a lo observado durante el desarrollo de este estudio; tanto experimental como analítico.

¹⁰ En el vértice, donde termina la cartela y comienza del la parte prismática central

- Para poder modelar adecuadamente el módulo de elasticidad de las trabes, en un futuro es necesario obtener el módulo de elasticidad al momento de la prueba de la trabe, empleando alguna prueba no destructiva indirecta, por ejemplo, mediante un esclerómetro. Se observó que empleando únicamente cilindros de control para obtener el módulo de elasticidad sobrestima en demasía el módulo de elasticidad realmente desarrollado en el elemento. La utilización de esta prueba indirecta podría contribuir, en general, a un mejor modelado de fases experimentales, independientemente de los programas a utilizar en los modelados de la simulación experimental.
- Es importante identificar las causas que propiciaron un comportamiento algo distinto en los elementos con acartelamientos de doce grados, que pudieran deberse a que el efecto de arco comienza a ser muy importante y, por consecuencia, la influencia de la carga axial en los elementos.

REFERENCIAS

- Archundia Aranda, H I, A Tena Colunga y O M González Cuevas (2002), "Comportamiento a cortante de trabes acarteladas de concreto reforzado ante carga estática", *Memorias, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puebla, CDROM, Artículo No. 164, pp. 427-438, noviembre.
- Archundia, H I, A Tena y O M González (2004), "Mecanismos de resistencia y deformación de trabes acarteladas de concreto reforzado diseñadas para fallar a cortante", *XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, Gro. México, CDROM.
- Archundia, H I, A Tena y O M González (2005), "Estudio experimental del cortante estático en trabes acarteladas de concreto reforzado", *Reporte de Investigación No. 453*, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, México.
- Archundia, H I, A Tena, A Grande y O M González (2007), "Comportamiento cíclico de trabes acarteladas de concreto reforzado sin refuerzo transversal que fallan por cortante", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 76, pp. 89-112, enero-junio.
- Balkaya C (2001), "Behavior and modeling of nonprismatic members having T-sections", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, No.8, pp 940-946.
- Brown, R H y O J Jirsa (1971), "Reinforced concrete beams under load reversals", *ACI Journal*, Vol. 68, No. 5, pp. 380-390.
- Chopra, A K (1995), *Dynamics of structures*, Prentice Hall, E.U.A.
- Collins, M P, D Mitchell, P Adebar y F J Vecchio (1996), "A general shear design method", *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 1, pp 36-45.
- Debayky S Y y E I El-Niema (1982), "Behavior and strenght of reinforced concrete haunched beams in shear", *ACI Journal*, vol 79, no 3, pp 184-194.
- Dilger W H y P Langorh (1997), "Shear design of haunched concrete box girders of the Confederation Bridge", *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol 24, no 6, pp 898-907.
- El-Niema, E I (1988), "Investigation of concrete haunched beams under shear", *ASCE Structural Journal*, vol 114, no 4, pp 917-930.
- Gosain, N K, R H Brown y O J Jirsa (1977), "Shear requirements for load reversals on RC members", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 103, No. 7, pp 1461-1476.
- Grande, A (2005), "Comportamiento a cortante de trabes acarteladas de concreto reforzado sujetas a cargas cíclicas", *Proyectos Terminales I y II de Licenciatura*, Universidad Autónoma Metropolitana, México, julio.
- Grande, A, H I Archundia, A Tena y O M González (2005), "Diseño sismo-resistente de trabes acarteladas de concreto (cuarta etapa)", *Reporte UAM-A/DMAE-2005/01*, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, diciembre.
- Lee, J Y y F Watanabe (2003), "Shear deterioration of reinforced concrete beams subjected to reversed cycling loading", *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No. 4, pp 480-489.

- MacGregor, G J (1988), *Reinforced concrete mechanics and design*, Prentice Hall, New Jersey, pp. 210-211.
- MacGregor G J y J K Wight (2005), *Reinforced concrete: Mechanics and design*, fourth edition, Pearson-Prentice Hall, E.U.A.
- MacLeod, I A y A Houmsi (1994), "Shear strength of haunched beams without shear reinforcement", *ACI Structural Journal*, vol 91, no 1, pp 79-89.
- Nielsen, M P (1999), *Limit analysis and concrete plasticity*, second edition, CRC Press LLC, Boca de Raton, Florida, E.U.A.
- Nielson, A H (1999), *Diseño de estructuras de concreto*, duodécima edición, Mc Graw Hill, Santafé de Bogotá, Colombia, pp. 132-133.
- NTCC-2004 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", *Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal*, octubre.
- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 2002), Industria de la Construcción-Concreto. "*Determinación de la resistencia a compresión de cilindros de concreto-método de prueba*", NMX-C-083-ONNCCE-2002.
- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 2001), Industria de la Construcción. "*Varillas corrugadas de acero provenientes de lingote o palanquilla para refuerzo de concreto-especificaciones y métodos de prueba*", NMX-C-407-ONNCCE-2001.
- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 1999), Industria de la Construcción-Cementos hidráulicos. "*Especificaciones y métodos de prueba*", NMX-C-414-ONNCCE-1999.
- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 1997), Industria de la Construcción-Concreto sometido a compresión. "*Determinación del módulo de elasticidad estático y relaciones de Poisson*", NMX-C-128-1997.
- Park, R y T Paulay (1994), *Estructuras de concreto reforzado*, Limusa, pp. 282-284.
- Popov, E V, V V Bertero y H Krawinkler (1972), "Cyclic behavior of three R.C. flexural members with high shear", *Reporte de Investigación No. EERC 72-5*, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California en Berkeley, E.U.A.
- Prakash V. G.H. Powell y S. Campbell (1993) DRAIN-2DX, "Base program description and user guide", Departament of Civil Engineering University of California, Berkeley, California, E.U.A.
- Regan, P E y C W Yu (1973), *Limit state design of structural concrete*, Chatto & Windus, Londres, pp. 198-201.
- Rodríguez, M., y J C Botero (1996), "Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de acero de refuerzo producidos en México", *Series del Instituto de Ingeniería. No. 575. Serie azul*. UNAM.

- Stefanou, G D (1983), "Shear resistance of reinforced concrete beams with non-prismatic sections", *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 18, No. 3, pp. 643-666.
- Tena-Colunga, A (1994), "Concerns regarding the seismic design of reinforced concrete haunched beams", *ACI Structural Journal*, Vol. 90, No. 3, pp. 287-293, mayo-junio.
- Tena-Colunga, A (1996a), "Stiffness formulation for non prismatic beam elements", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, No. 12, pp. 1484-1489.
- Tena-Colunga, A (1996b), "Eficiencia de marcos con elementos de sección variable ante cargas laterales", *X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Mérida, Yucatán. México, Vol. 1, pp 183-193, noviembre.
- Tena Colunga, A (2002), "Modelado elástico de trabes acarteladas de sección T", *Memorias, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puebla, CDROM, Artículo No. 165, pp. 205-216, noviembre
- Tena-Colunga, H I Archundia, O M González (2007), "Behavior of reinforced concrete haunched beams subjected to static shear loading", aceptado para su publicación en la revista *Engineering of Structures*.
- Terán Gilmore A. (2006) "Diseño sismo resistente (notas de curso)". Departamento de Materiales Estudios de Posgrado, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, México, D.F.
- Wight, J K y M A Sozen (1975), "Strength decay of RC columns under shear reversals", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 101, No. 5, pp 1053-1065.

REFERENCIAS

- Archundia Aranda, H I, A Tena Colunga y O M González Cuevas (2002), "Comportamiento a cortante de trabes acarteladas de concreto reforzado ante carga estática", *Memorias, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puebla, CDROM, Artículo No. 164, pp. 427-438, noviembre.
- Archundia, H I, A Tena y O M González (2004), "Mecanismos de resistencia y deformación de trabes acarteladas de concreto reforzado diseñadas para fallar a cortante", *XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, Gro. México, CDROM.
- Archundia, H I, A Tena y O M González (2005), "Estudio experimental del cortante estático en trabes acarteladas de concreto reforzado", *Reporte de Investigación No. 453*, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, México.
- Archundia, H I, A Tena, A Grande y O M González (2007), "Comportamiento cíclico de trabes acarteladas de concreto reforzado sin refuerzo transversal que fallan por cortante", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 76, pp. 89-112, enero-junio.
- Balkaya C (2001), "Behavior and modeling of nonprismatic members having T-sections", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, No.8, pp 940-946.
- Brown, R H y O J Jirsa (1971), "Reinforced concrete beams under load reversals", *ACI Journal*, Vol. 68, No. 5, pp. 380-390.
- Chopra, A K (1995), *Dynamics of structures*, Prentice Hall, E.U.A.
- Collins, M P, D Mitchell, P Adebar y F J Vecchio (1996), "A general shear design method", *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 1, pp 36-45.
- Debayky S Y y E I El-Niema (1982), "Behavior and strenght of reinforced concrete haunched beams in shear", *ACI Journal*, vol 79, no 3, pp 184-194.
- Dilger W H y P Langorh (1997), "Shear design of haunched concrete box girders of the Confederation Bridge", *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol 24, no 6, pp 898-907.
- El-Niema, E I (1988), "Investigation of concrete haunched beams under shear", *ASCE Structural Journal*, vol 114, no 4, pp 917-930.
- Gosain, N K, R H Brown y O J Jirsa (1977), "Shear requirements for load reversals on RC members", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 103, No. 7, pp 1461-1476.
- Grande, A (2005), "Comportamiento a cortante de trabes acarteladas de concreto reforzado sujetas a cargas cíclicas", *Proyectos Terminales I y II de Licenciatura*, Universidad Autónoma Metropolitana, México, julio.
- Grande, A, H I Archundia, A Tena y O M González (2005), "Diseño sismo-resistente de trabes acarteladas de concreto (cuarta etapa)", *Reporte UAM-A/DMAE-2005/01*, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, diciembre.
- Lee, J Y y F Watanabe (2003), "Shear deterioration of reinforced concrete beams subjected to reversed cycling loading", *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No. 4, pp 480-489.

- MacGregor, G J (1988), *Reinforced concrete mechanics and design*, Prentice Hall, New Jersey, pp. 210-211.
- MacGregor G J y J K Wight (2005), *Reinforced concrete: Mechanics and design*, fourth edition, Pearson-Prentice Hall, E.U.A.
- MacLeod, I A y A Houmsi (1994), "Shear strength of haunched beams without shear reinforcement", *ACI Structural Journal*, vol 91, no 1, pp 79-89.
- Nielsen, M P (1999), *Limit analysis and concrete plasticity*, second edition, CRC Press LLC, Boca de Raton, Florida, E.U.A.
- Nielson, A H (1999), *Diseño de estructuras de concreto*, duodécima edición, Mc Graw Hill, Santafé de Bogotá, Colombia, pp. 132-133.
- NTCC-2004 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", *Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal*, octubre.
- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 2002), Industria de la Construcción-Concreto. "Determinación de la resistencia a compresión de cilindros de concreto-método de prueba", NMX-C-083-ONNCCE-2002.
- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 2001), Industria de la Construcción. "Varillas corrugadas de acero provenientes de lingote o palanquilla para refuerzo de concreto-especificaciones y métodos de prueba", NMX-C-407-ONNCCE-2001.
- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 1999), Industria de la Construcción-Cementos hidráulicos. "Especificaciones y métodos de prueba", NMX-C-414-ONNCCE-1999.
- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 1997), Industria de la Construcción-Concreto sometido a compresión. "Determinación del módulo de elasticidad estático y relaciones de Poisson", NMX-C-128-1997.
- Park, R y T Paulay (1994), *Estructuras de concreto reforzado*, Limusa, pp. 282-284.
- Popov, E V, V V Bertero y H Krawinkler (1972), "Cyclic behavior of three R.C. flexural members with high shear", *Reporte de Investigación No. EERC 72-5*, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California en Berkeley, E.U.A.
- Prakash V. G.H. Powell y S. Campbell (1993) DRAIN-2DX, "Base program description and user guide", Department of Civil Engineering University of California, Berkeley, California, E.U.A.
- Regan, P E y C W Yu (1973), *Limit state design of structural concrete*, Chatto & Windus, Londres, pp. 198-201.
- Rodríguez, M., y J C Botero (1996), "Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de acero de refuerzo producidos en México", *Series del Instituto de Ingeniería. No. 575. Serie azul*. UNAM.

- Stefanou, G D (1983), "Shear resistance of reinforced concrete beams with non-prismatic sections", *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 18, No. 3, pp. 643-666.
- Tena-Colunga, A (1994), "Concerns regarding the seismic design of reinforced concrete haunched beams", *ACI Structural Journal*, Vol. 90, No. 3, pp. 287-293, mayo-junio.
- Tena-Colunga, A (1996a), "Stiffness formulation for non prismatic beam elements", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, No. 12, pp. 1484-1489.
- Tena-Colunga, A (1996b), "Eficiencia de marcos con elementos de sección variable ante cargas laterales", *X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Mérida, Yucatán. México, Vol. 1, pp 183-193, noviembre.
- Tena Colunga, A (2002), "Modelado elástico de trabes acarteladas de sección T", *Memorias, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puebla, CDROM, Artículo No. 165, pp. 205-216, noviembre
- Tena-Colunga, H I Archundia, O M González (2007), "Behavior of reinforced concrete haunched beams subjected to static shear loading", aceptado para su publicación en la revista *Engineering of Structures*.
- Terán Gilmore A. (2006) "Diseño sismo resistente (notas de curso)". Departamento de Materiales Estudios de Posgrado, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, México, D.F.
- Wight, J K y M A Sozen (1975), "Strength decay of RC columns under shear reversals", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 101, No. 5, pp 1053-1065.

APÉNDICE A

PROPIEDADES DEL CONCRETO Y ACERO DE REFUERZO

A.1 INTRODUCCIÓN

Este apéndice presenta las propiedades índice del concreto y acero de refuerzo utilizados en la elaboración de este trabajo.

A.2 CONCRETO

Por cada trabe se obtuvieron cinco cilindros de control (15x30cm), los cuales se ensayaron a compresión en un intervalo de 7, 14 y 28 días (un cilindro por edad), sobrando dos cilindros que se probarían después de la prueba para obtener la resistencia pasado un tiempo, y así obtener la resistencia haciendo una interpolación lineal entre la resistencia a 28 días y la última obtenida. La resistencia nominal de diseño fue $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

Los cilindros se cabecearon con una pasta de azufre, con la finalidad de garantizar una superficie uniforme en los extremos. El ensaye a compresión de los cilindros se realizó según la norma NMX-C-083. Los cilindros de control se llevaron a la falla y el promedio de la resistencia a compresión, f'_c , se consideró representativo de la resistencia a compresión en las trabes. En las tablas A.1 y A.2 se muestran los cálculos correspondientes.

Tabla A.1 Propiedades del concreto utilizado en los elementos TASC α i-R1-c a edades de 7, 14 y 28 días

Representativos a los 28 días									
Num. Cilindro	Elemento	D (cm)	Área (cm ²)	h (cm)	V (cm ³)	Peso (kg)	γ (kg/m ³)	Pmax (kg)	f'_c (kg/cm ²)
1	TASC α 0-R1-c	14.9	174.36	30	5230.83	10.595	2025.49	37420	214.61
2	TASC α 1-R1-c	15.26	182.89	30.55	5587.24	10.35	1852.44	43516.57	237.94
3	TASC α 2-R1-c	15.04	177.65	29.1	5169.70	15.654	3028.03	38446	216.41
4	TASC α 3-R1-c	15	176.71	29.9	5283.61	10.694	2023.99	47424	268.37
5	TASC α 4-R1-c	15.03	177.42	29.88	5301.22	10.34	1950.50	40444.75	227.96
Representativos a los 14 días									
Num. Cilindro	Elemento	D (cm)	Área (cm ²)	h (cm)	V (cm ³)	Peso (kg)	γ (kg/m ³)	Pmax (kg)	f'_c (kg/cm ²)
1	TASC α 0-R1-c	15	176.71	31	5477.99	10.561	1927.90	35608	201.51
2	TASC α 1-R1-c	14.89	174.13	32	5572.07	10.805	1939.14	39761	228.34
3	TASC α 2-R1-c	15.08	178.60	29.93	5345.48	10.261	1919.57	38324	214.58
4	TASC α 3-R1-c	15.11	179.31	30.05	5388.28	10.763	1997.48	44839.98	250.07
5	TASC α 4-R1-c	15.12	179.55	30.45	5467.24	10.635	1945.22	33231.75	185.09
Representativos a los 7 días									
Num. Cilindro	Elemento	D (cm)	Área (cm ²)	h (cm)	V (cm ³)	Peso (kg)	γ (kg/m ³)	Pmax (kg)	f'_c (kg/cm ²)
1	TASC α 0-R1-c	14.8	172.03	32	5504.91	10.73	1949.17	28062	163.12
2	TASC α 1-R1-c	14.8	172.03	31	5332.88	10.593	1986.35	38777	225.41
3	TASC α 2-R1-c	15.05	177.89	29.99	5334.90	10.551	1977.73	29720	167.07
4	TASC α 3-R1-c	15	176.71	29.9	5283.61	10.766	2037.62	34267	193.92
5	TASC α 4-R1-c	14.8	172.03	30	5160.86	10.831	2098.68	30535	177.50

Como las resistencias obtenidas fueron antes y después de la prueba, era necesario obtener la resistencia al día de la prueba de cada elemento y para obtener dicha resistencia se comenzó por conocer cuantos días habían transcurrido desde el día del colado hasta el día

de la prueba (Tabla A.3) para poder hacer una interpolación entre los 28 días de edad del concreto y la última prueba que se le hizo a los cilindros de cada trabe. Como se muestra en la gráfica de la figura A.1, el aumento de la resistencia con el tiempo entre los dos últimos puntos se consideró lineal, ya que no existe un aumento considerable de resistencia entre ambos puntos.

En la tabla A.4 se muestran las resistencias utilizadas en este proyecto experimental para obtener la resistencia a cortante.

Tabla A.2 Propiedades del concreto utilizado en los elementos TASCα i-R1-c a edades de 432, 372 y 136 días*										
Representativos posteriores a la prueba (04/07/07)										
Num. Cilindro	Elemento	D (cm)	Área (cm ²)	h (cm)	V (cm ³)	Peso (kg)	γ(kg/m ³)	Pmax (kg)	f'c (kg/cm ²)	f'c prom (kg/cm ²)
4	TASCα0-R1-c	14.9	174.36	30.38	5297.09	10.55	1991.66	47203.16	270.72	
8		14.98	176.24	30.27	5334.74	10.38	1945.74	37852.12	214.78	242.75
2	TASCα1-R1-c	15	176.71	30.02	5304.82	10.525	1984.05	44630	252.56	
3		14.91	174.60	30.04	5244.84	10.25	1954.30	43992.92	251.97	252.27
9	TASCα2-R1-c	15.02	177.18	30	5315.43	10.16	1911.42	37768.59	213.16	
10		15.11	179.31	30.5	5468.97	10.12	1850.44	43109.52	240.42	226.79
1	TASCα3-R1-c	15.14	180.02	29.86	5375.50	10.33	1921.68	51132.89	284.03	
5		15.01	176.95	30	5308.35	10.35	1949.76	55070.8	311.23	297.63
6	TASCα4-R1-c	14.8	172.03	30	5160.86	10.807	2094.03	45416	264.00	
7		14.96	175.77	29.92	5258.98	10.33	1964.26	43635.71	248.26	256.13

*Edad de referencia al colado de los elementos

Tabla A.2b Propiedades del concreto utilizado* en los elementos TASCα i-R1-c						
Representativos posteriores a la prueba (04/07/07)						
Num. Cilindro	Elemento	E (kg/cm ²)	v	E prom (kg/cm ²)	v prom	G (kg/cm ²)
4	TASCα0-R1-c	115841.95	0.14			
8		106017.34	0.25	110929.64	0.20	46414.08
2	TASCα1-R1-c	116927.29	0.21			
3		102269.00	0.25	109598.15	0.23	44552.09
9	TASCα2-R1-c	88225.08	0.24			
10		99729.52	0.17	93977.30	0.21	38994.73
1	TASCα3-R1-c	173055.05	0.30			
5		129517.40	0.22	151286.23	0.26	60034.22
6	TASCα4-R1-c	114680.10	0.28			
7		129871.48	0.33	122275.79	0.31	46848.96

* Propiedades calculadas de acuerdo a la norma NMX-C-128

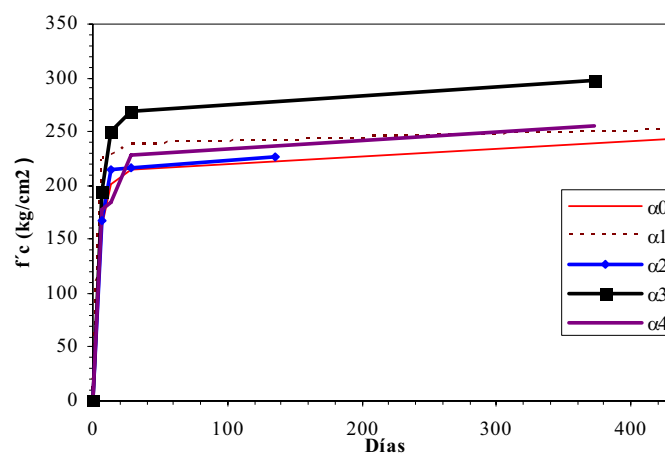


Figura A.1 Resistencia de concreto

Tabla A.3 Días transcurridos desde el colado hasta ultima prueba de cilindros

Elemento	Colado (C)	Prueba (P)	Ultimo (U)	C-P (días)	C-U (días)
TASC α 0-R1-c	28/04/2006	17/11/2006	04/07/2007	203	432
TASC α 1-R1-c	28/04/2006	27/11/2006	04/07/2007	213	432
TASC α 2-R1-c	18/02/2007	22/03/2007	04/07/2007	32	136
TASC α 3-R1-c	27/06/2006	26/01/2007	04/07/2007	213	372
TASC α 4-R1-c	27/06/2006	19/02/2007	04/07/2007	237	372

A.4 Interpolación de resistencia del concreto al día de la prueba

Elemento	Días	f'c (kg/cm ²)	Interpolación día de prueba (kg/cm ²) [‡]
TASC α 0-R1-c	28	214.61	
	Ultimo día	432	242.75
	Día de prueba	203	227
TASC α 1-R1-c	28	237.94	
	Ultimo día	432	252.27
	Día de prueba	213	245
TASC α 2-R1-c	28	216.41	
	Ultimo día	136	226.79
	Día de prueba	32	217
TASC α 3-R1-c	28	268.37	
	Ultimo día	372	297.63
	Día de prueba	213	284
TASC α 4-R1-c	28	227.96	
	Ultimo día	372	256.13
	Día de prueba	237	245

[‡]Resistencias utilizadas para obtener la resistencia a cortante VnTA

A.2 ACERO DE REFUERZO

En los especímenes se emplearon barras de acero de refuerzo no. 8 y no. 2.5 de grado 42 laminadas en caliente para el refuerzo longitudinal y transversal, respectivamente.

Por cada diámetro se probaron tres probetas de 80 cm de longitud, de los cuales 20 cm corresponden a la longitud calibrada. Las probetas se sometieron a tensión monótona según la norma NMX-B-310. Una vez obtenidas las curvas esfuerzo-deformación de las probetas, se procedió a la identificación de los principales parámetros de dichas gráficas. El esfuerzo de fluencia, f_y , y la deformación de fluencia asociada, ϵ_y , así como el esfuerzo último, f_u , para cada probeta fueron calculados a partir de la observación durante los ensayos. En la tabla A.5 se muestra un resumen de las propiedades de las probetas ensayadas y se comparan con los resultados estadísticos para varillas de diámetro pequeño, y grande (Rodríguez y Botero, 1996). En la figura A.2 se muestra una curva típica esfuerzo contra deformación de varillas sometidas a tensión, donde se indican los parámetros indicados en la tabla A.5.

Tabla A.5 Propiedades del acero de refuerzo utilizado en los especímenes

Probetas	f_y (kg/cm ²)	ϵ_y	ϵ_{sh}	f_{su} (kg/cm ²)	ϵ_{su}
Varilla No. 8	4348	0.00237	0.0086	7707	-
Referencia [‡]	4577	-	0.0088	7491	0.1171
Varilla No.2.5	4592	0.00235	0.0074	7448	-
Referencia [‡]	4609	-	0.006	7436	0.142

[‡] Rodríguez y Botero 1996

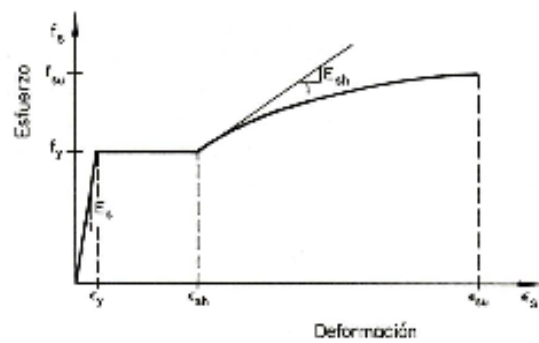


Figura A.2 Curva de comportamiento típica del acero (Rodríguez y Botero, 1996)

APÉNDICE B

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A CORTANTE Y FLEXIÓN

B.1. INTRODUCCIÓN

En este apéndice se presenta de manera detallada, los cálculos realizados para la obtención de la resistencia a cortante de acuerdo con Tena-Colunga *et al.* 2007 y de flexión, de acuerdo a las recomendaciones de las NTCC-04 para traveses de sección prismática respectivamente. Además se presenta un breve descripción física de la formula propuesta por Tena-Colunga *et al.* (2007) para la contribución del concreto, V_c (ecuación 3.4 capítulo 3 y B.7 en este apéndice).

B.2 RESISTENCIA A CORTANTE

Para obtener la resistencia a cortante, se obtiene para cada espécimen el peralte crítico (figura B.1), d_{cr} , en el cual se evaluara la resistencia a cortante de acuerdo con las ecuaciones propuestas por Tena-Colunga *et al.* 2007, descritas previamente en el capítulo tres. Se uso una resistencia del concreto f'_c de 250 kg/cm² y un esfuerzo de fluencia del acero longitudinal y transversal f_y de 4200 kg/cm². Las dimensiones utilizadas para los cálculos se muestran en la figura B.2.

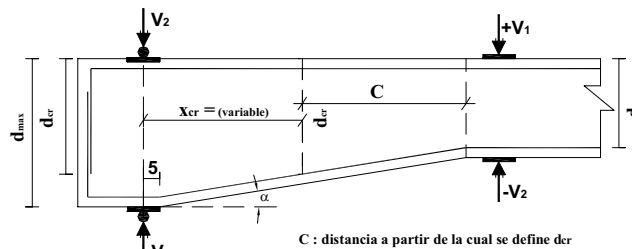


Figura B.1. Obtención de d_{cr} en función de la geometría de cada espécimen

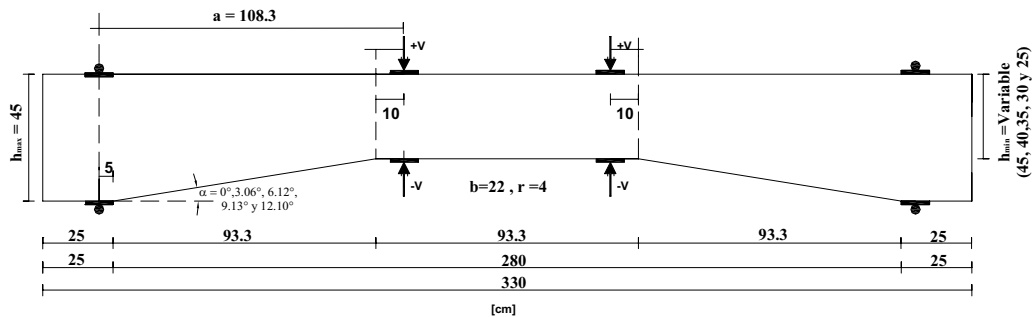


Figura B.2. Dimensiones generales utilizadas para los cálculos de resistencia a cortante y flexión

Obtención del d_{cr} para los especímenes, se tiene:

$$d_{cr} = d_{\min}(1 + 1.35 \tan \alpha) \quad (\text{B.1})$$

en la tabla B.1 se muestran los peraltes críticos para cada trabe

Tabla B.1 Peraltes criticos		
Trabe	α	d_{cr} (cm)
TASC α 0-R1-c	0°	41
TASC α 1-R1-c	3.07°	38.61
TASC α 2-R1-c	6.12°	35.49
TASC α 3-R1-c	9.13°	31.64
TASC α 4-R1-c	12.10°	27.08

En la ecuación B.2 se obtiene la relación V_u/M_u en función de la distancia x_{cr} a la que se encuentra el peralte critico (figura B.1).

$$V_{pc} = \left(0.5\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_u d_{cr}}{M_u} \right) b d_{cr} \quad (\text{B.2})$$

por lo tanto, se tiene de la figura 3.2 de los diagramas de cortante y momentos:

$$\begin{aligned} V_u &= V \quad y \quad M_u = x_{cr} V \\ \text{entonces} \\ \frac{V_u}{M_u} &= \frac{1}{x_{cr}} \end{aligned} \quad (\text{B.3})$$

y partiendo de la figura B.1 se obtiene x_{cr}

$$\begin{aligned} h_{cr} &= d_{cr} + r \\ y1 &= h_{\max} - h_{cr} \\ x_{cr} &= \frac{y1}{\tan \alpha} \end{aligned} \quad (\text{B.4})$$

donde para el elemento prismático el valor de $x_{cr} = d_{cr}$ únicamente, mientras que para los otros elementos x_{cr} se calcula con la relación B.4. Y sustituyendo B.3 en la ecuación B.2 se tiene

$$V_{pc} = \left(0.5\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{d_{cr}}{x_{cr}} \right) b d_{cr} \quad (\text{B.5})$$

y donde ρ_w depende del área de acero de refuerzo longitudinal a tensión así como de la condición de carga; para la carga, V_1 (figura B.1), el área de acero a tensión $A_{s_{inf}} = 20.28 \text{ cm}^2$ y para la segunda condición de carga, V_2 (figura B.1), el área de tensión es $A_{s_{sup}} = 15.21 \text{ cm}^2$. En la tabla B.2 se enlistan los valores de V_{pc} para cada elemento.

Tabla B.2 Valores de V_{pc} para cada elemento

Trabe	d_{cr} (cm)	x_{cr} (cm)	Condición de carga V1		Condición de carga V2	
			$\rho w1$ (%)	V_{pc1} (Ton)	$\rho w2$ (%)	V_{pc2} (Ton)
TASC α 0-R1-c	41.00	41.00	0.022	10.70	0.017	9.81
TASC α 1-R1-c	38.61	44.63	0.024	9.80	0.018	9.03
TASC α 2-R1-c	35.49	51.41	0.026	8.64	0.019	8.02
TASC α 3-R1-c	31.64	58.24	0.029	7.44	0.022	6.96
TASC α 4-R1-c	27.08	64.94	0.034	6.19	0.026	5.83

Y, como se tienen vigas con refuerzo transversal

$$M_{cr} = 0.5 M_n (1 - 1.6 \tan \alpha) \quad (\text{B.6})$$

donde M_n es la resistencia nominal a flexión en la sección crítica (d_{cr}), obtenida de las recomendaciones de NTCC-04 para vigas doblemente armadas. Se calcula M_n por el procedimiento de tanteos considerando las recomendaciones de las NTCC-04 y tomando en cuenta los cambios de esfuerzo en el acero longitudinal debidos a la condición de carga.

Por lo tanto, la contribución del concreto se calcula con

$$V_c = V_{pc} - \frac{M_{cr}}{d_{cr}} \tan \alpha \quad (\text{B.7})$$

En la ecuación B.7, α es positivo para este estudio ya que el peralte crece en la dirección del apoyo, y M_{cr} tiene el signo del momento actuante en el peralte crítico, d_{cr} .

La contribución del refuerzo transversal se calcula con la ecuación B.8, donde, $A_v = 0.98 \text{ cm}^2$ y es el área de las ramas de los estribos separados una distancia, $s = 18.5 \text{ cm}$, y f_{yv} (kg/cm²) es el esfuerzo de fluencia de este refuerzo.

$$V_s = \frac{A_v f_{yv} d_{cr}}{s \tan(45 - \alpha)} \quad (\text{B.8})$$

Teniéndose así finalmente la resistencia a cortante, V_{nTA} , de los especímenes

$$V_{nTA} = V_c + V_s \quad (\text{B.9})$$

En la tabla B.3 se enlistan las contribuciones del concreto y refuerzo transversal para cada condición de carga a la resistencia a cortante, V_{nTA} , en d_{cr} .

Tabla B.3 Contribución del concreto y acero transversal a la resistencia nominal a cortante

Trabe	dcr (cm)	Condición de carga V1**					
		M _{n1} (Ton-m)	M _{cr1} (Ton-m)	V _{pc1} (Ton)	V _{c1} (Ton)	V _{s1} (Ton)	V _{nTA1} (Ton)*
TASC α 0-R1-c	41	31.46	15.73	10.70	10.70	9.12	19.82
TASC α 1-R1-c	38.61	29.43	13.45	9.80	7.93	9.56	17.49
TASC α 2-R1-c	35.49	26.77	11.09	8.64	5.28	9.79	15.07
TASC α 3-R1-c	31.64	23.49	8.73	7.44	3.01	9.73	12.74
TASC α 4-R1-c	27.08	19.61	6.44	6.19	1.10	9.31	10.41

		Condición de carga V2**					
		M _{n2} (Ton-m)	M _{cr2} (Ton-m)	V _{pc2} (Ton)	V _{c2} (Ton)	V _{s2} (Ton)	V _{nTA2} (Ton)*
TASC α 0-R1-c	41	23.90	11.95	9.81	9.80	9.12	18.92
TASC α 1-R1-c	38.61	22.37	10.23	9.03	7.61	9.56	17.17
TASC α 2-R1-c	35.49	20.38	8.44	8.02	5.47	9.79	15.26
TASC α 3-R1-c	31.64	17.92	6.66	6.96	3.57	9.74	13.31
TASC α 4-R1-c	27.08	15.01	4.93	5.83	1.92	9.31	11.23

* Tena-Colunga *et al.* 2007

** Condición de carga de acuerdo a la figura B.1

B.3 RESISTENCIA A FLEXIÓN

Para el cálculo del momento nominal M_n , se tomó en cuenta únicamente el tercio central (zona prismática), donde el peralte efectivo d es constante para cada trabe (d_{min}), además de ser la zona donde se presenta el momento máximo (figura 3.2). La resistencia nominal a flexión, M_n , se calcula por el procedimiento de tanteos considerando las recomendaciones de las NTCC-04 y tomando en cuenta los cambios de esfuerzo en el acero longitudinal debidos a la condición de carga (figura B.3).

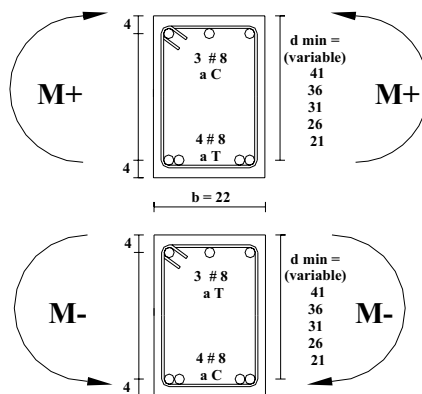


Figura B.3. Condición de esfuerzo en el acero longitudinal debidos a la condición de carga

Considerando lo anterior tenemos la siguiente relación:

$$M_n = 108.3V_f \quad (\text{B.10})$$

donde V_f es la carga asociada al momento nominal resistente y M_n es el momento nominal resistente.

En la tabla B.4 se presentan las cargas asociadas a los momentos nominales resistentes para cada trabe.

Por ejemplo, para calcular M_n para el elemento TASC α 0-R1-c para la segunda condición de carga; es decir, cuando el acero del lecho superior se encuentra a tensión y el inferior a compresión, se tiene lo siguiente:

DATOS

$$r := 4.0 \text{ cm} \quad b := 22 \text{ cm} \quad f'c := 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad fy := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad FR := 1$$

De acuerdo a las NTCC-04

$$fasc := 0.8f'c \quad fasc = 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f'c := .85 \cdot fasc \quad f'c = 170 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{hasta una profundidad de la zona de compresión igual a } \beta c, \text{ donde } \beta = 0.85$$

Notas:

Para calcular M+

$$Ainf := 20.28 \quad Asup := 15.21$$

Para calcular M-

$$Asup := 20.28 \quad Ainf := 15.21$$

Variables

$$d_{min} := 41 \text{ cm} \quad Asup := 20.28 \text{ cm}^2 \quad Ainf := 15.21 \text{ cm}^2$$

Cálculo del momento resistente.

La profundidad del eje neutro es $c := 6.26330 \text{ cm}$

Por triángulos semejantes

$$x1 := \frac{|c - r| \cdot 0.003}{c}$$

$$x2 := \frac{|d_{min} - c| \cdot 0.003}{c}$$

$$x1 = 0.00108$$

$$x2 = 0.017$$

$$Fasup := \frac{(x1) \cdot fy}{.0021}$$

$$Fainf := \frac{(x2) \cdot fy}{.0021}$$

$$Fasup = 2168.191 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Fainf = 33276.0435 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Si $Fasup > 4200$ tomar 4200 kg/cm^2

Si $Fainf > 4200$ tomar 4200 kg/cm^2

Por lo tanto:

$$F_{ainf} := f_y$$

Haciendo equilibrio...

$$C = T$$

$$\text{Compresiones} \quad f'c \cdot 0.85c \cdot b + F_{asup} \cdot A_{sup} = 63882.132 \quad \text{kg}$$

$$\text{Tensión} \quad f_y \cdot A_{inf} = 63882.000 \quad \text{kg}$$

El momento nominal:

$$M_n := f'c \cdot 0.85c \cdot b \cdot \left[d_{\min} - \left(\frac{0.85c}{2} \right) \right] + F_{asup} \cdot (d_{\min} - r) \cdot A_{sup}$$

$$M_n = 2390281.546 \quad \text{kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_n := \frac{M_n}{100000}$$

$$MR := FR \cdot M_n$$

$$MR = 23.903 \quad \text{ton} \cdot \text{m}$$

Tabla B.4 Carga asociada al Momento nominal resistente

ELEMENTO	α	dmin (cm)	Momento positivo		Momento negativo		Vf(Ton)
			Mn (Ton-m)	V (Ton)	Mn (Ton-m)	V (Ton)	
TASC α 0-R1-c	0°	41	31.46	29.05	23.90	22.07	22.07
TASC α 1-R1-c	3.07°	36	27.20	25.12	20.71	19.12	19.12
TASC α 2-R1-c	6.12°	31	22.94	21.18	17.52	16.18	16.18
TASC α 3-R1-c	9.13°	26	18.69	17.26	14.32	13.22	13.22
TASC α 4-R1-c	12.10°	21	14.43	13.32	11.13	10.28	10.28

B.4 DESCRIPCIÓN DE LA ECUACIÓN QUE DETERMINA LA CONTRIBUCIÓN DEL CONCRETO PROPUESTA POR TENA-COLUNGA *ET AL.* (2007)

Se presenta una descripción de cómo influye la componente vertical del acero longitudinal en la contribución del concreto, V_c (ecuación 3.4 capítulo 3 y B.7 en este apéndice), debida al momento actuante. De acuerdo con Tena-Colunga *et al.* (2007) la ecuación para determinar la contribución del concreto, V_c , esta dada por:

$$V_c = V_{pc} - \frac{M_{cr}}{d_{cr}} \tan \alpha \quad (\text{B.11})$$

en donde, α es positivo para este estudio ya que el peralte crece en la dirección del apoyo, y M_{cr} tiene el signo del momento actuante (M_n) en el peralte crítico, d_{cr} .

El segundo término en la ecuación B.11 es la contribución de la componente vertical del acero longitudinal y para entender el significado del signo de este término se presentan las siguientes condiciones (figura B.4) en los que se dará por hecho que el peralte crítico, d_{cr} , se encuentra en la longitud de la cartela:

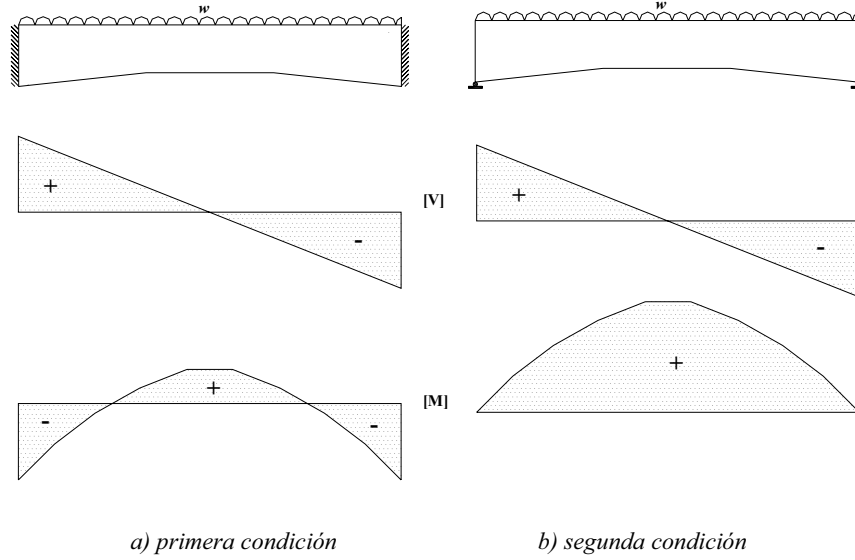


Figura B.4. Condiciones utilizadas para describir la contribución de la componente vertical del acero longitudinal

En la primera condición se tiene una viga doblemente empotrada con una carga uniformemente distribuida (w) en la que actúan las fuerzas resultantes mostradas en la figura B.4a, por lo tanto, como M_{cr} depende del signo del momento actuante y tomando en cuenta la combinación de diagramas de la parte izquierda, se tiene la siguiente relación:

$$V_c = V_{pc} - \frac{(-M_{cr})}{d_{cr}} \tan \alpha = V_{pc} + \frac{(M_{cr})}{d_{cr}} \tan \alpha \quad (\text{B.12})$$

donde se puede ver que en esta condición la componente del refuerzo debido al momento se suma; es decir, hay una contribución al concreto de esta componente como se puede observar en el diagrama de cuerpo libre de la figura B.5a.

En la segunda condición se tiene una viga simplemente apoyada con la misma condición de carga que la primera condición, en la que actúan las fuerzas resultantes mostradas en la figura B.4b, y tomando en cuenta la combinación de diagramas de la parte izquierda, se tiene la siguiente relación:

$$V_c = V_{pc} - \frac{(M_{cr})}{d_{cr}} \tan \alpha = V_{pc} - \frac{(M_{cr})}{d_{cr}} \tan \alpha \quad (\text{B.13})$$

donde se puede ver que en esta condición la componente del refuerzo debido al momento se resta; es decir, no existe una contribución al concreto de esta componente como se puede observar en el diagrama de cuerpo libre de la figura B.5b.

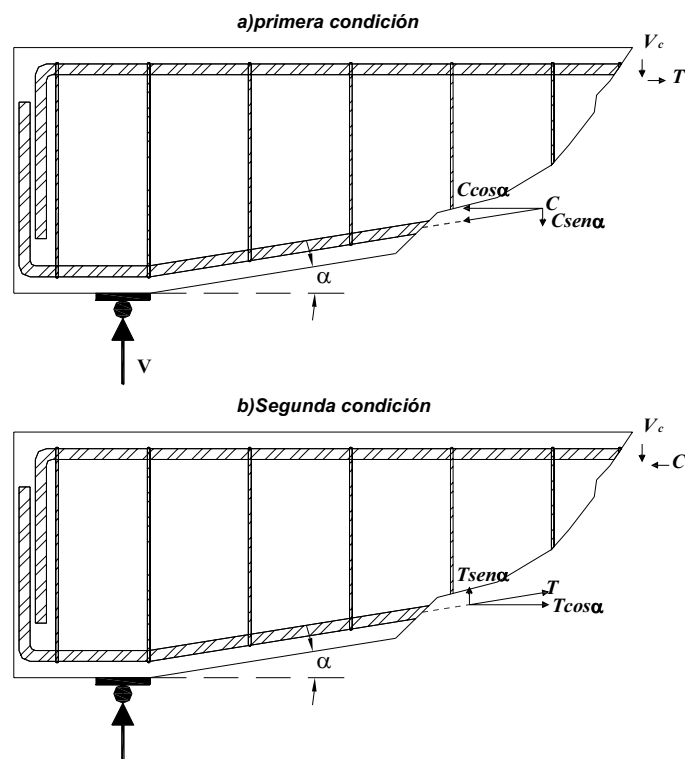


Figura B.5. Diagramas de cuerpo libre para ambas condiciones

De lo anterior se puede verificar que para ambas condiciones la combinación de diagramas de cortante y momento con el mismo signo resulta ser la más desfavorable.

APÉNDICE C

ELEMENTOS VIGA-COLUMNA DE SECCIÓN VARIABLE

C.1 INTRODUCCIÓN

En este apéndice se muestra la formulación matricial de elementos viga-columna de sección variable (Tena-Colunga, 1996), ocupada para determinar los factores de rigidez de cada elemento de trabe acarteladas para ser modelado en el DRAIN-2DX.

C.2 SOLUCIÓN CERRADA BIDIMENSIONAL PARA ELEMENTOS DE SECCIÓN VARIABLE CON SECCIÓN RECTANGULAR.

La matriz de rigidez local, K , para un elemento viga-columna de sección rectangular que varía linealmente en la longitud del elemento, es la que se muestra en la ecuación C.1:

$$K = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \quad (C1)$$

donde las submatrices de rigidez están dadas por

$$\begin{aligned} k_{11} &= \begin{bmatrix} r_{ax} & 0 & 0 \\ 0 & r_{aax} & r_{abx} \\ 0 & r_{abx} & r_{11x} \end{bmatrix} \\ k_{22} &= \begin{bmatrix} r_{ax} & 0 & 0 \\ 0 & r_{aax} & -r_{bax} \\ 0 & -r_{bax} & r_{22x} \end{bmatrix} \\ k_{12} &= \begin{bmatrix} -r_{ax} & 0 & 0 \\ 0 & -r_{aax} & r_{bax} \\ 0 & -r_{bax} & r_{12x} \end{bmatrix} = k_{21}^T \end{aligned} \quad (C2)$$

Los términos implicados en las submatrices de la ecuación C.2 se expresan en términos de flexibilidad, según se muestra en las ecuaciones C.3:

$$\begin{aligned}
 r_{ax} &= \frac{1}{f_{11}} & Det_x &= f_{22}f_{66} - f_{26}^2 & r_{11x} &= \frac{f_{22}}{Det_x} & r_{12x} &= \frac{f_{26}L - f_{22}}{Det_x} \\
 r_{22x} &= \frac{f_{66}L^2 - 2f_{26}L + f_{22}}{Det_x} & r_{axx} &= \frac{r_{11x} + r_{22x} + 2r_{12x}}{L^2} & r_{abx} &= \frac{r_{11x} + r_{12x}}{L} \\
 r_{bax} &= \frac{r_{22x} + r_{12x}}{L}
 \end{aligned} \quad (C3)$$

La solución cerrada de los coeficientes de flexibilidad para elementos con sección rectangular son:

$$\begin{aligned}
 f_{11} &= \frac{L}{Ebh_1} \left(\frac{h_1}{h_2 - h_1} \right) \ln \left(\frac{h_2}{h_1} \right); \\
 f_{22} &= \frac{6L^3}{Ebh_1^3} \left\{ \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^2 - \left(\frac{h_1}{h_2 - h_1} \right)^2 \left(\frac{h_2}{h_1} - \frac{h_1}{h_2} - 2 \ln \left[\frac{h_2}{h_1} \right] \right) \right\} + \frac{6L}{5Gbh_1} \left(\frac{h_1}{h_2 - h_1} \right) \ln \left(\frac{h_2}{h_1} \right); \\
 f_{26} &= \frac{6L^2}{Ebh_1^3} \left(\frac{h_1}{h_2 - h_1} \right)^2 \left[1 + \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^2 - 2 \left(\frac{h_1}{h_2} \right) \right]; \quad f_{66} = \frac{6L}{Ebh_1^3} \left(\frac{h_1}{h_2 - h_1} \right) \left[1 - \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^2 \right]
 \end{aligned} \quad (C4)$$

donde:

E = Módulo de Young

G = Módulo de cortante

L = Longitud del tramo acartelado

b = ancho del tramo acartelado

h_1 = altura en el extremo 1 del tramo acartelado

h_2 = altura en el extremo2 del tramo acartelado